DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins
Organ der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen
Organ des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes
und des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes für Deutschland
mit Beiblatt: DIE BAUNORMUNG, Mitteilungen des N D I

Herausgegeben von

Dr.-Ing. e. h. M. Foerster
Geh. Hofrat, ord. Professor an d. Techn. Hochschule Dresden

Dr.-Ing. W. Gehler
ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden

Dr.-Ing. E. Probst
ord. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe

Dipl.-Ing. W. Rein
Deutscher Eisenbau-Verband, Berlin

Dr.-Ing. W. Petry
Reg.-Baumeister, Direktor d. Deutschen Beton-Vereins, Obercassel (Siegkreis)

Sechster Jahrgang
1925

BERLIN
VERLAG VON JULIUS SPRINGER
1925

INHALT.

* bedeutet Abbildungen im Text.

VERFASSERVERZEICHNIS.

VERFASSERVERZEICHNIS.

SACHVERZEICHNIS.

VERZEICHNIS DER KLEINEN MITTEILUNGEN.

Kurze technische Berichte.

Wirtschaftliche Mitteilungen.

Bücherbesprechungen.

Zuschriften, Berichtigungen.

Personalnachrichten.

Ernennungen zu

Doktor-Ingenieuren ehrenhalber:

Ehrenbürgern der Technischen Hochschule Karlsruhe i. B.:

Widmungen:

Nachrufe:

Zur Literaturschau.

Um die Beschaffung gewünschter Einzelnummern der in der Literaturschau behandelten Zeitschriften, sowie einen Verkehr mit den in Frage kommenden Schriftleitungen zu erleichtern, wird folgende Anschriftenübersicht gegeben:

Annales des Pont et des Chausées, A. Dumas, Editeut-Gérant, Rue de la Chaussée d'Antin, Paris.
Archiv für Eisenbahnwesen, Verlag von Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr 23/24.

Baumaterialienmarkt, Leipzig, Uferstr. 21.
Bautechnik, Verlag von Ernst und Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90.
Beton und Eisen, Verlag von Ernst und Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90.
Byggmästaren, Redaktion Birgerjarlsgatan 31, IV, Stockholm.

Concrete, Concrete Publishing Company, Chicago, Ill. U. S. A. 139 North Clark Street.

De Ingenieur, s'Gravenshage, Paviljoensgracht 17 und 19.
Deutsches Bauwesen, Verlag von Carl Heymanns, Berlin W 8, Mauerstr. 44.
Deutsche Bauzeitung, Berlin SW. Königgrätzer Str. 104.
Deutsche Wasserwirtschaft, Berlin, Rom Verlag, Charlottenburg 5.

Engineering, William H., Maw and Alex. Richardson, 35 und 36 Bedfort Street, Strand, London WC 2.
Engineering News Record, Mc. Graw Hill Company Inc. New York, Tenth Ave, at 36 th St. New York, N. Y.

Gas- und Wasserfach, Verlag von R. Oldenbourg, München, Glückstr. 8.
Génie Civil, M. Ch. Talansier, 6 Rue de la Chaussée d'Antin, Paris, 9.
Gesundheitsingenieur, Verlag von R. Oldenbourg, München, Glückstr. 8.
Glasers Annalen, Verlag der Firma F. C. Glaser, Berlin SW, Lindenstr. 80.
Grund- und Gerüstbau, Direktor A. Reich, Juditten bei Königsberg i. Pr., Kirchstr. 23. Verlag von Willy Geißler, Berlin SW 61, Belle-Alliance-Str. 17.

Hanomag-Nachrichten, Herausgegeben von der Hannoverschen Maschinenbau-A.-G. vorm. Georg Egestorff, Hannover-Linden.
H. D. I.-Mitteilungen des Deutschen Ingenieur-Vereins in Mähren, Brünn, Radwitgasse 2.

Il Cemento, Turin, Corso Vinzaglio 62.
Industriebau, Carl Scholze Verlag, Leipzig, Königstr. 3.
Industrielle Psychotechnik, Verlag Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.
Ingegneria, Ulrico Hoepli, Editore, Mailand.
Ingenioren, Dansk Ingeniorforenings, Kopenhagen, Amaliegade 38.

Le Ciment, Société Anonyme de Publications industrielles, 20 Rue de Turgot, Paris.
Le Constructeur de Ciment Armée, 148, Bd Magenta, Paris (X^{e}).

Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt, Verlag Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.

Organ für die Fortschitte des Eisenbahnwesens, C. W. Kreidls Verlag, München, Trogerstr. 56.

Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 33 West 39. Street, New York City, U. S. A.

Revue Générale des Chemins de Fer, Dunod Editeur, 47 und 48 Quai des Grands Augustins, Paris.
Roadmaker, The British Reinforced Concrete Engineering Co., Ltd., Dickinson Street, Manchester

Schweizerische Bauzeitung, Verlag A. u. C. Jegher, Zürich, Kommissionsverlag Rascher und Companie, Zürich und Leipzig.
Schweizerische Wasserwirtschaft, Kommissionsverlag Rascher und Co., Zürich und Leipzig.
Städtischer Tiefbau mit Brückenbau, Fachpresse Verlag Dr. F. Meißner, Heidelberg, Postfach 3.
Stahl und Eisen, Verlag Stahleisen m. b. H., Düsseldorf, Postfach 664.
Stellwerk, Verlag Dr. Arthur Tetzlaff, Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 59.

Süddeutsche Bauzeitung, vereinigt mit Stuttgarter Bauzeitung, Hauptschriftleiter Dr.-Ing. R. L. Mehmke, Stuttgart, Haus für Technik und Industrie (Gewerbehalle), Schriftleitung für bayerische Angelegenheiten: Dr.-Ing. G. Steinlein, Arch., München, Paul Heyse-Str. 29/31.

Teknisk Tidskrift, Stockholm, Humlegardsgatan, 29.
Teknisk Ukeblad, Oslo, Akersgatan 7.
Tonindustriezeitung, Berlin NW 21, Dreysestr. 4.

Verkehrstechnik, Verlag Ullstein, Berlin und Wien, Berlin SW, Kochstr. 22—25.
Verkehrstechnische Woche, Verlag Guido Hackebeil, Berlin S 14, Stallschreiberstraße 34—35.

Wasserkraft, Richard Pflaum-Verlag, München II, Herrnstraße 10, I.
Werft, Reederei und Hafen, Verlag Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.
Werkstattstechnik, Verlag Julius Springer, Berlin, Linkstr. 23/24.

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Verlag der österreichischen Staatsdruckerei, Wien, Seilerstätte 24.
Zeitschrift des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen, Verlag Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.
Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Verlag Berlin SW 19, Beuthstr. 7.
Zement, Zement-Verlag, G. m. b. H., Charlottenburg 2.
Zentralblatt der Bauverwaltung, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90.

DIE BAUNORMUNG.
VERZEICHNIS DER MITTEILUNGEN DES NORMENAUSSCHUSSES DER DEUTSCHEN INDUSTRIE.

VERZEICHNIS DER MITTEILUNGEN DER DEUTSCHTEN GESELLSCHAF FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 10. Januar 1925 Heft 1

ROBERT WEYRAUCH †.

Wenn im Reiche der Wissenschaft ein Führer von uns scheidet, dem es vergönnt gewesen ist, aus der Fülle der ihm verliehenen Gaben unvergängliche geistige Güter zum Wohle der Menschheit geschaffen zu haben, dann verbindet sich mit der Trauer um sein Scheiden der tröstliche Gedanke, daß ein reiches Lebenswerk glücklich beendigt wurde. Wenn aber ein hervorragender Geist mitten in der Blüte seiner Jahre abberufen wird, dann empfinden alle, auch die ihm persönlich Fernstehenden, einen tiefen Schmerz darüber, daß der Welt wertvolle Gaben versagt geblieben sind, die der zu früh Verstorbene ihr noch geschenkt haben würde. Dieses Gefühl tiefster Trauer empfinden die Jünger der Deutschen Bauingenieurwissenschaft bei dem Hinscheiden von Robert Weyrauch, eines ihrer hervorragendsten Führer. Er wurde uns im Alter von nur 50 Jahren am 15. Oktober dieses Jahres zu Stuttgart durch den Tod entrissen, gerade als er berechtigte Hoffnung hegen durfte, von einem Leiden endgültig befreit zu sein, gegen das er jahrelang mit äußerster Willenskraft angekämpft hatte.

Es ist geradezu erstaunlich, was Robert Weyrauch in der kurzen Zeit von kaum zweieinhalb Jahrzehnten für die Bauingenieurwissenschaft geleistet hat. Nach einer lehrreichen zweijährigen Tätigkeit auf dem Gebiete der Wasserversorgung bei dem Altmeister Thiem und nach weiterer dreijähriger Beschäftigung als ausführender Bauingenieur in Lahr, Stuttgart, Ulm und Frankfurt bestand er im Jahre 1904 die Regierungsbaumeisterprüfung und erwarb sich bald darauf an der Technischen Hochschule München auf Grund einer Arbeit „Unterlagen zur Dimensionierung städtischer Kanalnetze“ die akademische Würde eines Doktoringenieurs. In den folgenden Jahren war er Oberingenieur bei der Städtereinigungsgesellschaft in Berlin, gleichzeitig Assistent des Brix'schen Lehrstuhles für „Städtischen Tiefbau“ und sodann Beamter des Tiefbauamtes der Stadt Charlottenburg.

Am 1. Oktober 1906 wurde Weyrauch als Nachfolger von Professor Lueger an die Technische Hochschule Stuttgart berufen, an der er bis zu seinem frühen Tode eine segensreiche Tätigkeit entfaltete. Diese erstreckte sich nicht nur auf das literarische Gebiet und auf erfolgreiche Behandlung schwieriger praktischer Aufgaben, sondern vor allem auch auf eine glückliche, über den üblichen Unterrichtsbetrieb weit hinausgehende persönliche Einwirkung auf seine Studenten.

Von seinen zahlreichen bedeutenden literarischen Arbeiten seien hervorgehoben die Neubearbeitung und Erweiterung der zweiten Auflage des großen Lueger'schen Werkes „Wasserversorgung der Städte“, ferner „Bebauungsplan und Entwässerungsanlage“, „Talsperre der Stadt Brüx in Böhmen“, und endlich das vielgelesene Buch „Hydraulisches Rechnen“, dessen siebente Auflage bei seinem Tode druckfertig vorlag.

Außer diesen Arbeiten auf dem eigentlichen Gebiete der Bauingenieurwissenschaft verdanken wir Robert Weyrauch aber auch noch Werke, bei denen er, auf einer höheren Warte stehend, die Zusammenhänge der Bauingenieurwissenschaft mit anderen Wissenschaften in geradezu mustergültiger Weise behandelt, so in dem Aufsehen erregenden Werke „Die Technik, ihr Wesen und ihre Beziehung zu anderen Lebensgebieten“. Ein Werk über „Hochschulpädagogik“ ist nach seinem Tode dem Druck übergeben worden.

Sein bedeutendstes praktisches Werk ist die Wasserversorgung der Stadt Brüx in Böhmen mit der Talsperre Hammergrund. Die Stadt ließ es sich nicht nehmen, an seinem Sarge einen Kranz niederzulegen als ein Zeichen dankbarer unverlöschlicher Verehrung für den Erbauer ihrer großartigen Wasserwerksanlage.

Daneben hat Weyrauch noch eine große Reihe weiterer Entwürfe für Wasserkraftanlagen, Wasserversorgungen, Entwässerungen und Bebauungspläne aufgestellt, sowie bei größeren Wettbewerben auf städtebaulichem Gebiete Preise davongetragen.

An hohen äußeren Anerkennungen hat es ihm nicht gefehlt. Im Jahre 1919 erging an ihn ein ehrenvoller Ruf an die Technische Hochschule Wien, den er aber zur lebhaften Freude seiner Stuttgarter Studenten ablehnte. Vor zwei Jahren wurde er Mitglied der „Akademie des Bauwesens“ und erhielt für sein Buch „Die Technik, ihr Wesen und ihre Beziehung zu anderen Lebensgebieten“ den Max-Eyth-Preis.

War seine Tätigkeit auf fachlichem Gebiete geradezu erstaunlich lebhaft, so fand er doch auch noch Zeit in seinem Hause, sich mit schöner Literatur, mit den bildenden Künsten und namentlich mit der Musik zu beschäftigen.

Ein hochbegabter Mensch von seltener Herzensgüte ist von uns gegangen, tief betrauert von seiner nun vereinsamten treuen Lebensgefährtin, die ihm bei allen seinen Arbeiten eine unermüdliche Helferin und Beraterin war, und von allen seinen zahlreichen Freunden.

Aber in der deutschen Wissenschaft, die ihm so viel verdankt, wird er fortleben und der deutschen studentischen Jugend, der er stets nicht nur ein ausgezeichneter Lehrer, sondern auch ein verständnisvoller väterlicher Freund war, wird er ein glänzendes Vorbild bleiben auf lange, lange Zeit hinaus.

Ewald Genzmer, Dresden.

DIE ABSCHLIESSUNG DER ZUIDERSEE.

Von Hubert Engels.

Das größte Ingenieurwerk Hollands, der zum Abschluß der Zuidersee geplante Deich, wird aus zwei durch die Insel Wieringen voneinander getrennten Teile bestehen, von denen der westliche 2,2 km lange Teil bereits mit vollem Gelingen durch das Amsteldiep durchgeführt ist[1]), während der 27,6 km lange östliche Teil Wieringen—Friesland i. J. 1926 begonnen werden soll. Nach Ansicht der Direktion der Zuiderseearbeiten ist die Fertigstellung des gesamten Werks i. J. 1934 zu erwarten.

Bei der noch ausstehenden endgültigen Entschließung über die Querschnittausbildung des östlichen Teils und die Art seiner Ausführung werden auch Bedenken gegen die bisherige Planung und Vorschläge zu anderen Lösungen amtlich geprüft werden. Eine solche Prüfung wird auch eine vor kurzem erschienene Schrift der Herren L. A. Sanders jr. und Dr.-Ing. h. c. L. A. Sanders[2]) — der letztere ist der bekannte Eisenbeton-Ingenieur — erfahren, die in Form einer Eingabe an den Minister für inländische Arbeiten gerichtet und auch der Schriftleitung dieses Blattes zur Besprechung eingesandt ist.

Das Begleitschreiben lautet: „Wir haben die Ehre, Eurer Exzellenz eine Studie über die Arbeiten für die Errichtung des Abschlußdeiches der Zuidersee einzureichen. In dieser Studie bringen wir zehn in Hauptsachen oder Unterteilen von einander verschiedene Methoden für die Ausführung dieser Arbeiten, die sämtlich gegenüber der durch die Direktion der Zuiderseearbeiten festgelegten Arbeitsweise die folgenden Vorteile bieten:

1. Eine Ersparnis der Ausführungskosten von rund vierzig Millionen Gulden,
2. Eine Ausführung in der halben dafür vorgesehenen Zeit,
3. Erheblich zuverlässigere Bauart und deshalb bedeutend billigere Unterhaltung,
4. Nicht zahlenmäßig festzulegende Erhöhung des wirtschaftlichen Ergebnisses des ganzen Planes.

Wir sind des Ansicht, daß wir diese Studie aus folgenden Gründen den Händen E. E. anvertrauen dürfen:

1. Weil bei dieser belangreichen Arbeit den Sachverständigen keine Gelegenheit geboten wurde, ihre Ideen durch Beteiligung an einem Wettbewerb einer vorurteilsfreien Jury vorzulegen;

2. weil die Ausführung dieser Arbeiten ausschließlich dazu beauftragten Sachverständigen überlassen ist, die die Arbeit ohne Kontrolle und ohne Kritik ganz nach ihren eigenen Ansichten ausführen können und daher von der Direktion der Zuiderseearbeiten, deren Arbeit diese Studie einer Beurteilung unterzieht, kein unparteiisches Urteil über unsere Studie erwartet werden kann;

3. weil wir glauben, daß die ungeheuren Lasten, die die Ausführung dieser Arbeit vor der Hand der niederländischen Nation auferlegt, auch die mit der Einsetzung einer Kommission von unparteiischen Sachverständigen verbundenen Unkosten rechtfertigen, die zu untersuchen hätte, ob unsere Studie keine Anleitung dazu gibt, um jetzt noch für die Ausführung dieses Werks einen anderen Weg einzuschlagen und jetzt noch durch die Ausschreibung eines Wettbewerbs von allen Kenntnissen und Erfahrungen Nutzen zu ziehen, die im In- und Ausland zur Verfügung stehen.

Wir wünschen auch noch, E. E. besonders zu versichern, daß wir mit unseren Studien lediglich zeigen wollen, daß zahlreiche Lösungen für die Ausführung dieser Arbeiten bestehen, die bedeutend besser sind als die von der Direktion der Zuiderseearbeiten gewählte, ohne zum voraus behaupten zu wollen, daß nicht noch andere und vielleicht bessere Ausführungen bei einem freien Wettbewerb von Sachverständigen erwartet werden können.

Wir hoffen gern, daß E. E. eine Prüfung der Richtigkeit der durch uns E. E. vorgelegten Ideen veranlassen wird, eine völlig unabhängige Prüfung, und zwar vollkommen unabhängig von allen, die als augenblickliche Leiter dieser Arbeiten durch ihre Pläne und deren Begutachtung gebunden sind.

Unserseits wollen wir dies dann dankbar als ein Zeichen der Anerkennung unserer Studie seitens E. E. ansehen, die wir im Bewußtsein, daß sie auf anerkannten Kenntnissen und Erfahrungen gestützt ist, im Interesse des Landes E. E. glaubten vorlegen zu müssen."

Durch die Denkschrift soll erreicht werden, daß „1. die Ausführung der Arbeiten den neuzeitlichen Anschauungen gemäß und schneller als dies nach der „alten bewährten Methode" möglich ist, fortgesetzt wird und daß „2. nicht unnötig Millionen Gulden des holländischen Kapitals buchstäblich ins Meer geworfen werden."

„Die Gemeinde Rotterdam", so sagen die Verfasser weiter, „gab erst vor kurzem das gute Vorbild, indem sie für eine schwierige technische Aufgabe, nämlich die Erneuerung der Koninginnebrug, einen Wettbewerb ausschrieb. Wettbewerbe werden in der ganzen Welt ausgeschrieben, um schwierige Aufgaben, gleichviel welcher Art, auf die beste Weise zu lösen. Warum wird das hier für diese belangreichen Arbeiten, für die so viele Millionen verausgabt werden müssen, unterlassen? Es ist uns ein Rätsel. Ein Rätsel, weil es auf der Hand lag und weil es die Pflicht der höheren Beamten gewesen wäre, die betreffenden Minister darauf aufmerksam zu machen." Der Wettbewerb, an dem natürlich auch Ausländer teilnehmen könnten, erfordere nicht mehr als höchstens 4 bis 6 Monate.

In der nun folgenden „Kritik der offiziellen Arbeitsweise" wird die jetzt geplante Ausführung ein „gewagtes Experiment" genannt, das viel zu viele Millionen verschlinge und schlechte Arbeit ergeben müsse. Nach einem Hinweis auf die Entwürfe von Privatpersonen, wobei allerdings bedingungsweise die Frage aufgeworfen wird: „Kann der Generaldirektor der Zuiderseearbeiten in seinem Amt gelassen werden?", werden die eigenen Entwürfe der Verfasser an Hand von Zeichnungen erörtert. Zum Schluß werden der amtliche Entwurf und die Entwürfe der Verfasser einem Kostenvergleich unterworfen.

Nicht nur, weil vielleicht ein auch für die deutsche Fachwelt bedeutsamer Wettbewerb in Frage kommen könnte, sondern auch deshalb, weil das gewaltige Unternehmen des Baues eines rund 28 km langen Dammes in See (die holländische Bezeichnung „Deich" ist nicht ganz zutreffend) von allgemeiner und großer fachlicher Bedeutung ist, ist es gerechtfertigt, daß die zur Rede stehenden Fragen, wenn auch in gedrängter Kürze, hier erörtert werden. Ich werde dabei von der Erläuterung des amtlichen Planes ausgehen, sodann die von den Herren Sanders an diesem geübte Kritik beleuchten, hierauf die Entwürfe der Herren Sanders besprechen und nach Darlegung meines eigenen fachlichen Standpunktes schließlich zu der Frage Stellung nehmen, ob das Ausschreiben eines internationalen Wettbewerbes befürwortet werden kann.

Die zu erörternden technischen Fragen sind sehr ausführlich in den Versammlungen der Abteilung für Bau- und Wasserbaukunde der holländischen Ingenieurvereinigung zur Sprache gekommen, wobei die leitenden Ingenieure den Regierungsentwurf eingehend erläutert, begründet und verteidigt

[1]) Busch, Die ersten Bauausführungen für die Abschließung der Zuider Zee, Der Bauingenieur 1924, Heft 22, S. 749.

[2]) De Zuiderzeewerken, Preiss 2,50 fl., Technische Boekhandel J. Waltman jr., Delft.

haben[3]). Abb. 1 zeigt den geologischen Querschnitt Wieringen—Friesland in der Richtung des Abschlußdammes, aus dem auch die zwischen 4 m und 8 m unter Nullpunkt des Amsterdamer Pegels (N. A. P.) schwankenden Wassertiefen ersichtlich sind. Die tiefsten Stellen sind zugleich solche der stärksten Strömung, und zwar tritt bei normaler Tide in den tiefen Rinnen eine Stromgeschwindigkeit von 1 m/s auf, während auf der Mitte des Breezands Stromgeschwindigkeiten von etwa 0,4 m/s herrschen, die im Verlauf der Tide ihre Richtungen allmählich verändern. Längs Wieringen und der friesischen Küste ziehen die Tideströmungen in der Hauptsache regelmäßig nach und von der Zuidersee. Auf dem Breezand treten Rundströmungen zwischen den beiderseitigen Rinnen auf, so daß dort ein regelmäßiges Einströmen nach der Zuidersee nicht stattfindet. Dies ist eine Folge des Phasenunterschieds bei Wieringen und der friesischen Küste, der 3 Stunden beträgt. Die Strömung kentert an der friesischen Küste 3 Stunden später als bei Wieringen mit der Folge, daß, wenn die Flut bei Wieringen einläuft, längs der friesischen Küste noch 3 Stunden Ebbestrom herrscht, wodurch ein Strom von den Rinnen an der Westseite nach denen an der Ostseite entsteht. Bei dem darauf folgenden Kentern findet das Gegenteil statt. Zufolge der Rundströmung auf dem Breezand fließt durch das Profil Wieringen—Friesland bei normaler Tide viel mehr Wasser als nur für die Füllung und Leerung des hinterliegenden Beckens der Zuidersee nötig ist, und deshalb ist auch der Querschnitt viel größer als es nur für die Füllung und Leerung nötig sein würde. Bei einer mittleren Tide sind für die Füllung des hinterliegenden Beckens nur 430 Millionen m³ nötig, während durch den Querschnitt in einer Tide 520 Millionen m³ ein- und ausströmen.

Auf Grund der angestellten Untersuchungen wird angenommen, daß die Tiefen in See von den Strömungen als Folge der gewöhnlichen Tidebewegung und nicht von den Sturmfluten beherrscht werden. Hieraus folgt, daß, sobald das Profil Wieringen—Friesland beschränkt wird, während die durchfließende Wassermenge unverändert bleibt, der übrigbleibende Teil des Profils ausgewaschen werden muß, obgleich er vorläufig noch groß genug sein würde, um bei Sturmflut einer Vertiefung nicht ausgesetzt zu sein. Das Auswaschen zufolge der zuerst auszuführenden Abschlußarbeiten wird aber geringer bleiben, wenn infolge der Dammschüttung die durch das Profil hin- und herströmende Wassermenge kleiner wird, und wenn tiefe Rinnen zugeschüttet werden, wobei eine beträchtliche Querschnittverkleinerung bewirkt werden kann, ohne das Abführungsvermögen der Rinnen wesentlich zu beeinflussen. Letzteres hat sich bei der Einschränkung des Amsteldieps gezeigt[1]), wo der Querschnitt ungefähr um ein Drittel verkleinert wurde, das Abführungsvermögen aber nur um einige Hundertstel zurückging.

Abb. 1.

feiner Sand, mäßig grober Sand, Klei, Kies und Steine, Moor, Kieslehm, Muscheln, Beton, Eisenbeton, Schuttsteine, Faschinenwall

Nächst der Richtung und Mächtigkeit der Tideströmungen ist in Verbindung mit den Abschlußarbeiten auch die lotrechte Tidebewegung von Belang. Die gewöhnliche Flutgröße nimmt infolge der absaugenden Wirkung der Zuidersee von den Seetiefs nach binnen stark ab. Hört also diese Wirkung beim Abschließen der Zuidersee auf, dann entfällt auch der Grund für die Abnahme der Flutgröße, diese wird also größer werden als

[3]) De Ingenieur 1923, Nr. 4 bis 6, 33 und 34.

jetzt. Bei dem Abschlußdamm, wo jetzt die mittlere Flutgröße 0,70 m beträgt, ist mit ihrer Vergrößerung um etwa 80 vH zu rechnen. In dem Maße also, wie die Abschließung fortschreiten und die Flutbewegung weniger vollständig in das abzuschliessende Becken dringen wird, wird außendeichs das H. W. höher und das N. W. niedriger werden, während binnendeichs die Wasserstandschwingungen infolge der Tidenbewegung kleiner und sich mehr und mehr dem Mittelstande nähern werden. Eine Folge hiervon wird sein, daß bei N. W. draußen das Wasser binnen höher steht und also noch ausströmend bleiben wird, bis der Außenwasserstand wieder bis zum Binnenwasserstand angestiegen sein wird. Das Kentern

Abb. 2.

wird also nicht mehr ungefähr mit N. W. und H. W. zusammenfallen, sondern später eintreten und deshalb von kurzer Dauer sein. Diese Erscheinung wird sich besonders fühlbar machen, weil an der Stelle der Abschließung sich hauptsächlich der Einfluß der Tide am Helder fühlbar macht, wo das Wasser in Verbindung mit der langdauernden Hochwasserperiode schnell steigt und fällt.

Endlich ist eine Erhöhung der Sturmflutwasserstände nach der Fertigstellung des Abschlusses zu erwarten. Die Dauer eines Sturmes ist nicht so lang, daß die ganze Zuidersee gefüllt wird, so daß auch dann der südliche Teil eine absaugende Wirkung auf den nördlichen Teil ausübt und folglich die Wasserstände im letzteren niedriger bleiben als es ohne das Vorhandensein des südlichen Teils der Fall sein würde. Mit dem Fortfall des letzteren müssen also die Sturmfluthöhen draußen größer werden. Nach den neueren Untersuchungen muß vorläufig damit gerechnet werden, daß nach der Abschließung unter den allerungünstigsten Umständen das höchste H. W. bei Sturmflut bis auf etwa +3,75 m A. P. wird auflaufen können. Bei der ersten Planung i. J. 1892 nahm man noch an für die Sturmfluthöhe +2,50 m A. P., für gewöhnliches H. W. +0,30 m A. P., für gewöhnliches N. W. −0,50 m A. P.

Abb. 3.

Endlich muß noch beachtet werden, daß das Aufhören der Strömungen von und nach der Zuidersee und somit die Vergrößerung der Flutgröße eine erhebliche Veränderung in den außendeichs sich verschiebenden Wassermassen und damit auch in der Lage der dortigen Fahrrinnen hervorrufen wird.

Aus Abb. 1 geht hervor, daß der Seeboden als guter Baugrund für den Deichkörper anzusehen ist. Sehr weiche Schichten kommen hier, mit Ausnahme vielleicht einer dünnen oberen Kleischicht, nicht vor. Wohl werden die oberen Schichten, die aus schlickhaltigem Sand und Klei bestehen — nur an der friesischen Küste ist eine Moorschicht eingelagert — unter der Belastung des Deichkörpers nachgeben, aber ein übermäßiges Setzen ist nicht zu erwarten, weil diese Schichten selbst auf einem sehr festen Untergrund ruhen. Der zähe, feste und dichte Kieslehm (holländisch „Keileem", englisch „boalder clay") ist eine Grundmoräne aus der Eiszeit und daher stark zusammengepreßt. Er ist ein äußerst wertvoller Baustoff für den Deich, da er außerordenlich widerstandsfähig ist gegen Strömung, Wellenschlag und Durchsickerungen. Daß er selbst durch Strömungen von 4 m/s nicht angegriffen wird, haben die Erfahrungen beim Abschluß des Amsteldieps erwiesen. Seine Zusammensetzung läßt aber erwarten, daß, wenn der innige Zusammenhang der Bodenteilchen zerstört würde, seine günstigen Eigenschaften verloren gehen würden. Bei seiner Verarbeitung ist das besonders zu beachten.

Die Schwierigkeit in der Ausführung wird durch die starke Strömung, bis 4,5 m/s, hervorgerufen, die bei der Schließung des Deiches zu erwarten ist. Man wollte daher früher den Seeboden in der ganzen Länge der damals auf 16 km Länge bemessenen Schlußöffnung durch Sinkstücke in 80 m Breite befestigen und hierauf einen stark beschütteten Übersturzdamm aus Packwerk bis N. W. herstellen. Nach Abb. 2 sollte der Abschlußdeich bis N. W. zwischen einem Faschinendamm außenseits und einer Sinkstückabdeckung binnenseits geschüttet werden und seine Krone 2,6 m bis 3 m über dem bekannten höchsten Wasserstande liegen.

Abb. 3 zeigt den nunmehr geplanten Deichquerschnitt. Aus den Beobachtungen an den bestehenden Deichen ist geschlossen worden, daß der höchste Wellenauflauf an dem Abschlußdeich, lotrecht gemessen, 3,50 m beträgt. Dementsprechend ist die Kronenhöhe auf 3,75 + 3,50 = + 7,25 m A. P. gelegt worden. Sollte sich zeigen, daß man noch bezüglich der Sturmfluthöhe zu einem anderen Ergebnis kommt, dann würde auch die Kronenhöhe abgeändert werden.

Da der stärkste Wellenangriff in Höhe des Wasserspiegels stattfindet, so wird der Teil der Außenböschung kurz über ihrem Fuß nur bei mäßig hohen Wasserständen angegriffen; deshalb hat er die steilste Böschung erhalten, während in Sturmfluthöhe wegen des in dieser auftretenden stärksten Wellenangriffs eine Böschung 1 : 4 geplant ist. Zur Erzielung eines guten Anschlusses an die Rasenböschung, die höchstens 1 : 6 betragen darf, muß die Böschung nach oben allmählich flacher werden. So erhält die Außenböschung eine nach oben ausbiegende Form. Die Kronenbreite ist mit 2 m ausreichend, da die hoch liegende Krone einen nur mäßigen Wellenangriff erfahren wird. Zwischen der Krone und der Berme, die außer einem schmalen Streifen für die Lagerung der Materialien für die Deichunterhaltung eine zweigleisige Eisenbahn und eine 17 m breite Verkehrsstraße (in Abb. 3 beträgt diese Breite nur 8 m) aufnehmen soll, muß die Böschung eine solche sein, daß sich auf ihr eine dauerhafte Grasnarbe entwickeln kann, welcher Forderung eine Böschung 1 : 2,5 genügt. Die Binnenböschung unterhalb der Binnenberme wird unter gewissen Umständen bei hohem Ysselmeerwasserstand kräftigen Wellenangriffen ausgesetzt sein, weshalb hier eine unter 1 : 3 geneigte abgepflasterte Böschung vorgesehen ist. Ein Auflaufen der Ysselmeerwellen auf die Binnenberme ist bei ihrer Höhenlage von +4 m bis +3,5 m nicht zu erwarten. Bei der Beurteilung der Straßenbreite von 17 m ist zu beachten, daß diese Straße auch in ferner Zukunft dem Verkehr dienen muß. Die Unterwasserböschungen hängen von dem Deichmaterial ab. Auf Grund der bisher gewonnenen Erfahrung ist für den Sand an der Binnenböschung eine Neigung von 1 : 7 und für den Kieslehm an der Außenböschung eine solche von 1 : 4 geplant. Die 5 m breite N. W.-Berme an der Außenseite soll in erster Linie eine Stütze für das Pflaster abgeben und etwaigen Unregelmäßigkeiten, wie sie bei unter Wasser ausgeführten Werken vorkommen, Rechnung tragen.

Herstellung des Deichs. Die großen Abmessungen machen es nötig, die Bodenmassen in der Nähe des Deichs zu gewinnen, von denen der Kieslehm deshalb von besonderem

Wert ist, weil er den sonst erforderlichen Faschinendamm, Abb. 2, in bester Weise ersetzt und dabei nicht wie dieser nur bis N. W., sondern bis Sturmfluthöhe hochgeführt werden kann. Da Sand in größerer Menge und Nähe des Deichs zu finden ist als der Kieslehm, auch besser als dieser verarbeitet werden kann, so soll der Deichkern tunlichst aus Sand hergestellt werden. Dieser Deichkern soll über Wasser mit Kieslehm oder Klei abgedeckt werden. Nur die Flächen für die Eisenbahn und die Verkehrsstraße sind anders zu befestigen.

Die Bauweise der Schlußstrecke. Würde der Deich von einem oder mehreren Punkten aus regelmäßig vorgebaut, die verbleibende Öffnung also stets kleiner, so würde, wie dargelegt, die Flutgröße allmählich zunehmen und der Binnenwasserstand sich dem Mittelwasser nähern. Es würden sich dann starke Strömungen durch die verbleibende Öffnung entwickeln, die große Auskolkungen verursachen und das weitere Vorbauen des Deiches unmöglich machen würden. Der Deich kann also nur über eine beschränkte Länge gebaut werden und es müssen in der verbleibenden Schlußstrecke besondere Maßnahmen gegen eine übermäßige Auskolkung getroffen werden. Diese Maßnahmen müssen in der Herstellung einer Durchdämmung von solcher Bauart bestehen, daß sie bei den in der Öffnung auftretenden Strömungen ausgeführt werden kann.

Soll nun der Abschluß schnell oder allmählich ausgeführt werden? Bei der Entscheidung hierüber sind die oben erwähnten Veränderungen infolge des Abschlusses der Zuidersee zu beachten: Vergrößerung der Flutgröße, Veränderung der Wasserbewegung und der Lage der Fahrrinnen. Letztere läßt sich nicht vorhersagen, könnte aber erhebliche Gefahren für den Deich selbst und die Schiffahrt herbeiführen. Auch das Abwässerungsvermögen der Entwässerungsschleusen in dem Deich, die das dem abgeschlossenen Ysselmeer zufließende Binnenwasser abführen müssen, könnte durch eine Verlegung der mit ihnen in Verbindung zu bringenden Rinnen beeinträchtigt werden. Es muß daher die Schließung der Schlußstrecke so langsam erfolgen, daß diesen Folgen des Abschlusses rechtzeitig begegnet werden kann. Hierbei kann die Schlußstrecke entweder in der Höhe oder in der Länge beschränkt werden. Im ersteren Fall wird ein allmählich höher werdender Überfalldamm gebaut, wobei der große Vorteil erreicht wird, daß das durch den übrigen Teil der Schlußstrecke strömende Wasser über die Dammkrone stürzt und beiderseits wegen der größeren Tiefe einen sehr großen Durchflußquerschnitt vorfindet, wodurch die Geschwindigkeit schnell abnimmt und die Gefahr der Sohlenauskolkung bereits in geringem Abstand vom Damm aufhört. Bei allmählicher Verkürzung der Schlußstrecke findet aber das durch den verbleibenden Teil der Öffnung strömende Wasser diese Querschnittvergrößerung zu beiden Seiten der Durchströmungsöffnung nicht vor, so daß die große Strömungsgeschwindigkeit und die mit dieser verbundene erhebliche Auskolkung bis auf eine große Strecke beiderseits der Achse der Abschließung bestehen bleibt. Die mit diesem Vorgehen verbundenen Schwierigkeiten können vermindert werden, wenn die Schlußstrecke zunächst nur bis N. W. verbaut wird, aber das bedeutet in gewissem Sinne eine allmähliche Aufhöhung über die volle Breite. Es empfiehlt sich also die allmähliche Verbauung der Schlußstrecke in der Höhe, deren Sohle zunächst durch ein hinreichend breites Faschinensinkstück gegen Auskolkung zu sichern ist. Auf dieser Grundlage soll dann der Faschinendamm, aus einzelnen Sinkstücklagen bestehend, mit etwa 10 m Kronenbreite in der Höhe von —0,70 m A. P. und einer Böschung von 1 : 2,5 errichtet werden. Während des Abschließens wird bei gewöhnlicher Tide die Übersturzhöhe, d. h. der Spiegelunterschied zwischen dem Außenwasser und dem Wasserspiegel über der Krone kleiner als 1 m sein, während auch bei Stürmen dieser Unterschied nicht größer als 1 m werden wird. Den hierbei auftretenden Stromgeschwindigkeiten von etwa 4 bis 4,5 m/s vermag erfahrungsgemäß ein Faschinendamm zu widerstehen. Der Wellenangriff auf den Faschinendamm wird schwach sein, da er bei Stürmen 3 bis 4 m unter Wasser liegt. Bei der jetzt geplanten Bauart sind die Kosten des Deichs außerhalb der Schlußstrecken rund 1800 fl/m niedriger als die Kosten des Deichs in den Schlußstrecken, so daß es erwünscht ist, die Länge der Schlußstrecken möglichst einzuschränken. Diese Länge, für die vorläufig ein Maß von etwa 10 bis 12 km angenommen ist, hängt lediglich davon ab, wie lange der Deich voraus gebaut werden kann. Nach den überraschend guten Erfahrungen, die man bei der Schließung des Amsteldieps gemacht hat [4]) — der Kieslehmdamm wurde von beiden Seiten über die 300 m lange und nur mit einer Sinkstücklage abgedeckte Schlußstrecke ohne einen Faschinendamm hinweggeführt und so der Abschluß erzielt, wobei zu bemerken ist, daß der Kopf des von der Wieringer Seite vorgetriebenen Kieslehmdamms zwei Monate hindurch bei jeder Tide einer Strömung von 3 bis 4 m/s ohne Abdeckung durch Faschinenmatten und ohne abgespült zu werden, widerstanden hat — wird voraussichtlich die Länge der Schlußstrecke wesentlich kleiner werden als 10 bis 12 km. Hervorzuheben ist noch, daß die Schlußstrecke erst nach Fertigstellung der Entwässerungsschleusen verbaut werden kann. Zusammenfassend schließe ich mich der Meinung des leitenden Ingenieurs V. J. P. de Blocq van Kuffeler an, dessen Vortrag ich die vorstehenden Mitteilungen entnommen habe, daß an der Möglichkeit, den Abschluß in der amtlich geplanten Weise zustande zu bringen, nicht zu zweifeln ist.

So weit der amtliche Entwurf. Und nun zu seiner Verurteilung durch die Herren Sanders, die sich gegen die Verwendung von Faschinen in der oder den Schlußstrecken und von Kieslehm im Deich selbst wenden.

Hinsichtlich der Verwendung von Faschinen berufen sie sich auf eine Stelle im Handbuch der Ingenieurwissenschaften[5]), in der es bei Besprechung der Hafendämme aus Busch und Holz in Verbindung mit Steinen oder Erde ganz zutreffend heißt: „Alle Faschinenbauten sind an sich zu leicht, um dem Wellenschlage zu widerstehen und müssen unter allen Umständen mit großen Steinen beschwert und abgedeckt werden.“ Das ist aber durchaus im Einklange mit der Anschauung des leitenden Ingenieurs V. J. P. de Blocq van Kuffeler: „Ein hinreichend beschwerter Faschinendamm kann i. a. als genügend widerstandsfähig erachtet werden gegen Sturmfluten und Eisgang, wenn auch dabei mit Schäden zu rechnen ist, anfänglich durch den Verlust von Schüttsteinen, besonders von der Oberfläche, und durch Beschädigungen des obersten Sinkstücks. Solche Schäden vermindern aber nicht die Stabilität des verbleibenden Dammkörpers und sind nach Gebühr wieder auszubessern. Mit dem Faschinendamm wird ferner ein Körper erhalten, der sich gemächlich setzen kann, ohne daß sein Zusammenhang gefährdet wird. Er kann also gut das Nachgeben des Untergrunds und des Deichs selbst mitmachen und sich so ganz den Eigenschaften des Grundkörpers anpassen, mit dem er in hervorragender Weise ein wirkliches Ganzes bilden kann. Die Sinkstücke, aus denen der Faschinendamm besteht, können gehörig eingesandet werden und sind dann, namentlich bei hinreichender Belastung, für Wasser ziemlich undurchdringlich, so daß der Faschinendamm als durchaus widerstandsfähig gegen das Durchströmen von Wasser angesehen werden kann, während seine Außenseite genügend flach ist, um unter Wasser die Außenböschung des Deichs zu bilden.“ Und weiter sagt er: „Der Dammkörper wird aus einfachen Einheiten (Sinkstücken) hergestellt, was ein nicht zu unterschätzender Vorteil ist sowohl während der Ausführung als auch nach derselben. Für die Ausführung des Faschinendamms sind keine Bauteile nötig, welche lange vorher hergestellt werden müssen. Hierdurch verbleibt die Möglichkeit, den Erddeich so weit wie möglich fortzuführen und den kostspieligen Dammbau in der Schlußstrecke möglichst zu beschränken. Man ist dadurch auch nicht an einen vorher festgestellten Arbeitsplan gebunden,

[4]) Driemaandelijksch Bericht betreffende de Zuiderzeewerken, Oktober 1924.

[5]) 3. Teil, II. Band 4. Auflage, S. 357.

vielmehr kann man diesen bei der Ausführung sich einstellenden Umständen anpassen.“ Alles Darlegungen, denen jeder mit solchen Arbeiten vertraute Wasserbauer nur rückhaltlos beipflichten wird.

Die Berufung der Herren Sanders auf die genannte Literaturquelle geht also fehl, ebenso wie die, welche sie in der Zeitschrift „Zement“ [6]) mit der Anführung einer Stelle in dem gleichen Handbuche machen, wo bei Besprechung der Flußdeiche durchaus zutreffend gesagt wird, daß keinesfalls der eigentliche Deichkörper auf Faschinen liegen darf. Wird doch auch nach dem amtlichen Plan der Deichkörper keinesfalls auf Faschinen liegen, da der Faschinendamm, vergl. Abb. 2, nur unter dem unteren Teil der Außenböschung, also nicht unter dem eigentlichen Deichkörper liegen soll.

Was die Bedenken gegen die Verwendung von Kieslehm im Deich angeht, die dadurch begründet seien, daß dieses in Brocken verstürzte und teilweise nicht einmal abgewalzte Material wegen der Hohlräume zwischen den einzelnen Brocken sehr durchlässig sei und zu erheblichen Setzungen Anlaß gebe, so hat die Erfahrung diese Bedenken als unbegründet erwiesen. Bei der Durchdämmung des Amsteldieps hat sich nämlich Kieslehm als ein vollkommen schwindfreies plastisches Material erwiesen, das sich bei der Verarbeitung in dem Damm, bevor es Gelegenheit zum Austrocknen hatte, zu einer festen homogenen Masse zusammengefügt hat. Nach dem Aufschütten des Dammes hat man darin an verschiedenen Stellen steile Wände durch Aufgraben freigelegt und überall hat sich gezeigt, daß diese Wandflächen keine Hohlräume aufwiesen. Außerdem ist erwiesen, daß eine Decklage von 0,50 m Stärke einen vollkommen wasserdichten Abschluß bildet, was nicht denkbar wäre, wenn sich darin Hohlräume befänden.

Bevor ich nun zu den eigenen Entwürfen der Herren Sanders Stellung nehme, glaube ich nicht unterlassen zu dürfen, den gegen die Regierung erhobenen Vorwurf, daß sie die ihr vorgelegten Entwürfe und Vorschläge von Privatpersonen ohne jegliche Überlegung abgelehnt hätte, zurückzuweisen. Die ausführliche Aussprache über solche Entwürfe und Vorschläge in den eingangs genannten Sitzungen der holländischen Ingenieurvereinigung hat vielmehr erkennen lassen, daß jene an amtlicher Stelle eingehend und gewissenhaft geprüft worden sind.

Wenn auch eine solche Prüfung den eigenen Entwürfen der Herren Sanders ganz gewiß zuteil werden wird, so erachte ich es doch für geboten, diese hier kurz zu beurteilen. Allerdings muß ich mich dabei nicht nur des Raumes wegen auf die Besprechung eines einzigen der in Querschnitten dargestellten zehn Entwürfe beschränken, sondern auch deshalb, weil nur dieser eine Entwurf, Abb. 4, in der Schrift der Herren Sanders eingehend erläutert ist.

Es soll an der Seeseite eine Rinne auf —5,50 m A. P. ausgebaggert und bis —4 m A. P. mit gewöhnlichem Kies ausgefüllt bzw. die tiefen Querrinnen mit einem Kiesdamm bis zu dieser Höhe durchgebaut werden, so daß in der ganzen Länge von 27,6 km des Abschlußdammes eine durchgehende Kiessohle bis zu dieser Höhe gebildet wird, Abb. 5. Die Verfasser bezeichnen dies als „Normalisierung“ des Stroms. Die Sohlenbreite der Rinne beträgt 9 m. Die Kieslage soll entweder durch sogen. „Hobeln“ mit dem Bagger oder unter einer Taucherglocke gut geglättet werden. Auf diesen Kieskörper sollen nacheinander drei Lagen je 1 m hoher T-förmiger Betonkörper gesetzt werden. Es würde dadurch nur ein Überfall, aber keine eigentliche Schlußstrecke entstehen. Schon während des Aufsetzens der untersten beiden Reihen T-Stücke soll vor ihnen an der Seeseite eine Kies- und Steinschüttung angebracht werden, die freilich so, wie sie entworfen, d. h. ohne eine elastische Strauchunterlage, sehr bald versinken würde. Nach dem Anbringen der obersten Lage sollen die T-Stücke mit Kieslehm ausgefüllt werden. Der Sohlenauswaschung durch das überströmende Wasser soll ein Sturzbett aus Kies vorbeugen. Nach Aufsetzen der T-Stücke soll die Böschung möglichst schnell bis +3,5 m A. P. heraufgezogen werden. Die T-Stücke sollen mit Hilfe von sehr großen, besonders dafür zu beschaffenden Senkpontons, Abb. 6, versetzt werden. Ein solcher Ponton besteht aus zwei steif miteinander verbundenen Schiffen von je 10 m Breite und 90 m Länge, mit einem 10 m breiten Zwischenraum, damit die Leichter, mit denen die T-Stücke angefahren werden, unter die Aufzugsketten des Senkpontons gebracht werden können. Die Verfasser glauben, daß ein Fahrzeug von 30 × 90 m „Oberfläche“ selbst bei rauhem Wetter still auf dem Wasser liegen werde. An Ort und Stelle sollen die Pontons nach sorgfältigen Messungen genau verankert werden. Die Senkstücke, die aus 16 T-Stücken von je 5 m Länge bestehen, also 80 m lang sind, sollen auf besonders geeigneten Motorleichtern angefahren werden. Sobald der Leichter zwischen

Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 6.

[6]) Zement 1924, Nr. 40, S. 487.

den beiden Schiffen des Senkpontons liegt, sollen die Senkstücke mittels Ketten festgemacht, die Aufzugsketten mit Winden angezogen und die Stücke soweit nötig hochgewunden werden. Inzwischen soll der Motorleichter durch Wasserballast beschwert werden und dann unter dem Senkstück herausfahren. Das Stück soll nunmehr bis etwa 10 cm über der Kiessohle gesenkt werden. Sodann soll nach genauem Einstellen des Senkpontons das Stück noch um die fehlenden 10 cm gesenkt werden. Es würde dann, so glauben die Verfasser, auf einen Zentimeter genau auf seinem Platze liegen. Die ganze Arbeit würde höchstens zwei Stunden beanspruchen und das Versetzen der zweiten Lage T-Stücke noch viel leichter vor sich gehen, da die genaue Richtung nicht mehr gesucht werden müßte. Die Blöcke D sollen als Senkkästen zu Wasser an Ort und Stelle gebracht werden, um bei Flut gegen die Stütznocken auf den T-Stücken C gefahren zu werden. Nach ihrem Versetzen sollen sie ausbetoniert werden.

Ich stehe nicht an, diese Konstruktion an sich als geschickt und geistreich anzuerkennen. Sie verrät den tüchtigen Betonkonstrukteur. Aber ich halte sie für unausführbar. Zunächst halte ich es für unmöglich, die Kiesbettung für die T-Stücke in dem offenen Wasser der Zuidersee bis auf einen Zentimeter genau, denn das wäre erforderlich, einzuebnen. Die Verfasser sind im Irrtum, wenn sie glauben, daß durch ihre „Normalisierung" die in den tieferen Rinnen auftretenden Stromgeschwindigkeiten von 1 m/s auf 0,3 m/s vermindert würden, vielmehr wird gerade hier, wo nebenbei bemerkt die Kiesschüttung bis zu 4 m hoch werden würde, schon bei gewöhnlichen Tiden eine Strömung von 1 m/s über diese hinweggehen. Es würden somit an diesen Stellen vor und zu Seiten der aufsitzenden Taucherglocke Auskolkungen im Kiesbett entstehen. Endlich würden bei unruhiger See die Senkpontons nicht so ruhig zu Wasser liegen, daß ein auf einen Zentimeter genaues Absetzen der T-Stücke — auch das bedingt die Bauart — zu erreichen wäre. Ich halte es daher für ausgeschlossen, daß ein in Seebauten erfahrener Wasserbauingenieur die Verantwortung für die Ausführung des Sandersschen Entwurfs übernehmen würde. — Und diese Eigenschaft des vorgeführten Entwurfs weisen mehr oder minder auch die anderen neun Varianten auf: bei geschickter Konstruktion sind sie sämtlich m. E. nicht ausführbar, so daß ich es mir versagen darf, auf sie näher einzugehen und die auch ihnen anhaftenden wasserbaulichen Mängel zu erörtern.

Der finanzielle Vorteil aber, der bei einer schnelleren Ausführung, wie sie die Sandersschen Vorschläge anstreben, durch Ersparnis an Bauzinsen erreicht würde, ist hinfällig, da aus den dargelegten Gründen ein langsames Vorgehen geboten ist.

Hinsichtlich des Antrags endlich, einen internationalen Wettbewerb auszuschreiben, pflichte ich den diesbezüglichen Auslassungen des Herrn O. C. A. Lidth de Jeude[7]) bei. Zunächst müßten von der Beurteilung der eingegangenen Entwürfe, die, welche mittelbar und unmittelbar an dem amtlichen Entwurf beteiligt sind oder waren, also gerade die, welche mit dem Gegenstande am meisten vertraut sind, ausgeschlossen werden. Die von den Herren Sanders geforderte Objektivität würde ferner erfordern, daß von dem Preisgericht auch solche ausgeschlossen würden, die bei anderen Entwürfen beteiligt waren oder sind. Somit würde die Auswahl der Preisrichter sehr beschränkt werden, während die in erster Linie Berufenen nicht in Frage kämen. Man wünscht doch, zu einem Vergleich des amtlichen Entwurfs mit anderen Entwürfen zu gelangen, deshalb würde das Bauamt der Zuiderseearbeiten zu den Mitbewerbern gehören müssen, es sei denn, daß der amtliche Entwurf als vollständig bekannt vorausgesetzt würde und das Preisgericht die Befugnis erhielte, gegebenenfalls dem amtlichen Entwurf den Vorzug zu geben vor den eingesandten Wettbewerbsentwürfen. Dieser Mitbewerb einer amtlichen Dienststelle, ein Novum im Staatsdienste, würde sonderbare Verhältnisse schaffen. Müßte doch das Preisgericht, um mit vollständiger Kenntnis der Sachen urteilen zu können, für eine Anzahl von Fragen die amtliche Stelle zu Rate ziehen. Damit würde aber die von den Herren Sanders so nachdrücklich geforderte Unabhängigkeit des Preisgerichts beeinträchtigt werden. Ferner: würde das Preisgericht einem anderen Entwurf als dem amtlichen den Vorzug geben, jedoch unter Vorbehalt einiger von ihm für nötig erachteten Abänderungen, oder aber eine wichtige Einzelheit eines anderen Entwurfs in den von ihm gewählten übernehmen, dann würde sein Spruch zu geradezu hoffnungslosen Verwicklungen, aber zu keiner Befriedigung führen.

Schwieriger noch als die Beurteilung des Wettbewerbs würde es für den verantwortlichen Minister sein, die Entscheidung zu treffen. Denn er wird sich nicht im voraus verpflichten können, den Spruch des Preisgerichts zu dem seinen zu machen, vielmehr sich das Recht vorbehalten müssen, seine sachkundigen und verantwortlichen Beamten um Rat zu fragen. Das Urteil dieser Sachverständigen beruht zweifellos auf fester Überzeugung, so daß es ausgeschlossen ist, daß sie diese, wenigstens in den Hauptpunkten, nunmehr aufgeben würden. Und täten sie solches auf Grund von Tatsachen, die ihnen noch nicht bekannt gewesen wären, dann würden erst recht Zweifel an ihrer Umsicht entstehen können. Liegt ein solcher Zweifel bereits dem Ausschreiben eines Wettbewerbs zugrunde, so würde eine Entscheidung gegen ihr Gutachten ein Mißtrauensvotum bekunden, und man müßte ein großes Maß von technischer Gewissenlosigkeit unterstellen, wenn man glauben würde, daß sie dann noch ferner die Verantwortung auf sich nehmen würden. — Ich kann daher die Ausschreibung eines Wettbewerbs nicht befürworten.

ÜBER DIE BIEGUNG EINER SEHR LANGEN EISENBETONPLATTE.

Von Prof. Dr.-Ing. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).

Übersicht: Weitere Anwendungen der im „Bauingenieur" 1923, Heft 9, 10 und 13 dargestellten allgemeinen Theorie auf rechteckige Eisenbetonplatten o. dgl., deren Längsränder frei aufgelagert sind. Die Wirkung der linienförmigen Belastung in einem Breitenquerschnitte der Platte. Die Wirkungsweite der Belastung. Das verschiedene Verhalten der Platte im Falle $\eta > 1$ und $\eta < 1$ $\left(\eta = \frac{H}{\sqrt{B_1 B_2}}\right.$ die Steifigkeitszahl$\left.\right)$. Die Wirkung der Einzellasten. Die Biegungsfläche bei exzentrisch liegender Belastung. Die Wirkung der gleichförmig verteilten Belastung in der Nähe der kurzen Seiten, a) bei freier Auflagerung des ganzen Plattenumfanges, b) bei freier Stützung der Längsränder und vollkommener Einspannung der Querränder. Die Wirkung einer einzigen Querrippe.

Wenn der Spannungszustand in der Nähe der kurzen Seite einer sehr langen Platte oder in der Umgebung einer belasteten Stelle, die weit von den Plattenenden liegt, zu erforschen ist, so kann die Platte als unendlich lang betrachtet werden, wodurch die Anwendung der allgemeinen Theorie vereinfacht wird. Einige technisch wichtige Aufgaben lassen sich infolgedessen verhältnismäßig leicht erledigen.

§ 1 (12). Die Wirkung der linienförmigen Belastung in einem Breitenquerschnitte der Platte. Das verschiedene Verhalten der Platte im Falle $\eta > 1$ und $\eta < 1$. Die Wirkung der Einzellasten.

Besonders einfach gestaltet sich die Aufgabe, wenn die linienförmige Belastung, durch die Gleichung

$$p' = p_0' \sin\frac{n\pi y}{b} \quad (n = 1, 2, 3, \ldots)$$

7) De Zuiderzeewerken, Tijdschrift van de Nederlandsche Maatschappij voor Nijverheiden Handel 1924, September, S. 218/223.

dargestellt ist. Bei der Beschränkung auf symmetrische Belastungsfälle und der Wahl des Koordinatensystems nach der Abb. 13 (in schiefer Projektion) nimmt das obige Belastungsgesetz die Form:

$$p' = p_0' \cos\frac{n\pi y}{b} \quad (n = 1, 3, 5, \ldots)$$

an. Dann muß in jedem Plattenpunkte rechts (oder links) von der unmittelbar belasteten Y-Achse die Differentialgleichung:

$$B_1 \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} + B_2 \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = 0$$

befriedigt werden, und man findet die Lösung mit Hilfe des Lévyschen Ansatzes:

$$\zeta = X \cos\frac{n\pi y}{b}$$

worin X eine unbekannte Funktion von x allein bezeichnet. Die Randbedingung $\zeta = 0$ und $M_2 = 0$ für $y = \pm\frac{b}{2}$ werden von diesem Ausdruck offenbar erfüllt. Das Einsetzen in die Differentialgleichung der Biegungsfläche gibt jetzt zur Be-

Abb. 13.

stimmung von X eine gewöhnliche lineare Differentialgleichung mit konstanten Koeffizienten:

$$X^{IV} - 2\left(\frac{n\pi}{b}\right)^2 \frac{H}{B_1} X^{II} + \left(\frac{n\pi}{b}\right)^4 \frac{B_2}{B_1} X = 0$$

deren allgemeines Integral die Gestalt:

$$X = C_1 e^{\beta_1 x} + C_2 e^{\beta_2 x} + C_3 e^{\beta_3 x} + C_4 e^{\beta_4 x}$$

besitzt. Die Größen:

$$\left.\begin{matrix}\beta_1\\ \beta_2\end{matrix}\right\} = \frac{n\pi}{b}\sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}},$$

$$\left.\begin{matrix}\beta_3\\ \beta_4\end{matrix}\right\} = -\frac{n\pi}{b}\sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}},$$

bezeichnen dabei die vier Wurzeln der Gleichung:

$$\beta^4 - 2\left(\frac{n\pi}{b}\right)^2 \frac{H}{B_1}\beta^2 + \left(\frac{n\pi}{b}\right)^4 \frac{B_2}{B_1} = 0.$$

Damit ζ bei $x = \infty$ verschwindet, müssen die zwei ersten Integralkonstanten C_1 und C_2 gleich Null gesetzt werden. Zur Bestimmung der anderen C_3 und C_4 haben wir zwei Randbedingungen:

Für $x = 0$ ist $\frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0$ und die Querkraft $V_1 = -\frac{p'}{2}$. Je nachdem $H^2 \gtreqless B_1 B_2$ ist, wird die gefundene Lösung eine der drei folgenden Gestalten haben:

I) $\zeta = \left(C_3 e^{\beta_3 x} + C_4 e^{\beta_4 x}\right)\cos\frac{n\pi y}{b}$ bei $H^2 > B_1 B_2$ oder $\eta > 1$ (I. Fall)

II) $\zeta = (C' + C'' x)\cos\frac{n\pi y}{b} e^{-\beta_0 x}$ bei $H^2 = B_1 B_2$ oder $\eta = 1$ (II. Fall)

mit dem Werte:

$$\beta_0 = \frac{n\pi}{b}\sqrt{\frac{H}{B_1}} = \frac{n\pi}{b}\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}};$$

III) $\zeta = (A_3 \cos\varphi x + A_4 \sin\varphi x)\, e^{-\vartheta x} \cos\frac{n\pi y}{b}$

bei $H^2 < B_1 B_2$ oder $\eta < 1$ (III. Fall)

mit den Werten:

$$\vartheta = \frac{n\pi}{b}\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_1}}; \quad \varphi = \frac{n\pi}{b}\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_1}}.$$

Aus den oben genannten Grenzbedingungen finden wir im I. Falle:

$$C_3 = -\frac{\beta_4}{\beta_3} C_4 = \frac{p_0'}{2 B_1 \beta_3 (\beta_3^2 - \beta_4^2)},$$

daher
$$\zeta = \frac{p_0'}{2 B_1 (\beta_3^2 - \beta_4^2)}\left(\frac{e^{\beta_3 x}}{\beta_3} - \frac{e^{\beta_4 x}}{\beta_4}\right)\cos\frac{n\pi y}{b},$$

oder wenn

$$\left.\begin{aligned} -\frac{n}{\beta_3} = \alpha &= \frac{b}{\pi}\sqrt{\frac{H}{B_2} - \sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2 - \frac{B_1}{B_2}}} \\ -\frac{n}{\beta_4} = \beta &= \frac{b}{\pi}\sqrt{\frac{H}{B_2} + \sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2 - \frac{B_1}{B_2}}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (70$$

gesetzt wird,

$$\zeta = \frac{1}{4n^3}\cdot\frac{b^2}{\pi^2}\cdot\frac{p_0'}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}\left(\beta e^{-\frac{nx}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{nx}{\alpha}}\right)\cos\frac{n\pi y}{b} \quad (71\text{ I}$$

Aus (70) folgen noch die Formeln:

$$\left.\begin{aligned} \alpha + \beta &= \frac{2b}{\pi}\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \\ \beta - \alpha &= \frac{2b}{\pi}\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2} - \frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \\ \alpha\beta &= \frac{b^2}{\pi^2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \\ \beta^2 - \alpha^2 &= \frac{2b^2}{\pi^2}\sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2 - \frac{B_1}{B_2}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (72$$

die in späteren Rechnungen oft nützlich sein werden.

Im II. Falle ergibt sich:

$$\zeta = \frac{p_0'}{4 B_1}\cdot\frac{\gamma^3}{n^3}\left(1 + \frac{nx}{\gamma}\right)e^{-\frac{nx}{\gamma}}\cos\frac{n\pi y}{b} \quad \ldots (71\text{ II}$$

wenn
$$\gamma = \frac{b}{\pi}\sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}$$

Endlich im III. Falle haben wir:

$$A_3 = \frac{p_0'}{4 B_1 \vartheta (\vartheta^2 + \varphi^2)}; \quad A_4 = \frac{p_0'}{4 B_1 \varphi (\vartheta^2 + \varphi^2)}$$

$$\zeta = \frac{p_0'}{4 B_1 (\vartheta^2 + \varphi^2)} e^{-\vartheta x}\left(\frac{\cos\varphi x}{\vartheta} + \frac{\sin\varphi x}{\varphi}\right)\cos\frac{n\pi y}{b}$$

oder wenn

$$\left.\begin{aligned} \vartheta = \frac{n}{\alpha'}, \quad \alpha' &= \frac{b}{\pi}\cdot\frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_1}}} \\ \varphi = \frac{n}{\beta'}, \quad \beta' &= \frac{b}{\pi}\cdot\frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_1}}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (73$$

gesetzt wird:

$$\zeta = \frac{p_0'}{4\pi^2}\cdot\frac{b^2}{\sqrt{B_1 B_2}}\cdot\frac{1}{n^3}\left(\alpha'\cos\frac{nx}{\beta'} + \beta'\sin\frac{nx}{\beta'}\right)e^{-\frac{nx}{\alpha'}}\cos\frac{n\pi y}{b} \quad (71\text{ III}$$

Der Übergang vom I. zum III. Fall kann auch durch Substitution:

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\alpha'} + i\frac{1}{\beta'}; \quad \frac{1}{\beta} = \frac{1}{\alpha'} - i\frac{1}{\beta'}$$

ausgeführt werden.

Setzen wir jetzt eine gleichförmig verteilte Belastung $q' b_1$, im mittleren Teile von der Länge b_1 voraus (Abb. 14), so kann die spezifische Belastung p' als Funktion von y in eine trigonometrische Reihe:

$$p'(y) = \sum_n p_n' \cos \frac{n \pi y}{b} \qquad (n = 1, 3, 5, \cdots)$$

entwickelt werden, und jedem Gliede dieser Reihe entspricht ein Glied in der Reihenentwicklung für ζ von der Form (71 I) bzw. (71 II) und (71 III).

Abb. 14.

Man findet auf bekannte Weise:

$$p_n' = \frac{4 q'}{\pi} \cdot \frac{1}{n} \sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b};$$

die Gleichung der Biegungsfläche hat also für die vorausgesetzte Belastung die Form:

$$\zeta = \frac{2}{\pi^5} \cdot \frac{q' b^4}{B_2(\alpha + \beta)} \sum_n \frac{(n_1)}{n^4} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (74\,\text{I}$$

$$(n = 1, 3, 5, \cdots)$$

oder

$$\zeta = \frac{q' \gamma^3}{\pi B_1} \sum_n \frac{(n_1)}{n^4} \left(1 + \frac{n x}{\gamma}\right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad . \; . \; . \quad (74\,\text{II}$$

oder endlich:

$$\zeta = \frac{q' b^2}{\pi^3 \sqrt{B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^4} \left(\alpha' \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \sin \frac{n x}{\beta'}\right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (74\,\text{III}$$

je nachdem der I., II. oder III. Fall vorliegt. Dabei wurde zur Abkürzung die Bezeichnung:

$$\sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b} = (n_1) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (75$$

eingeführt.

Alle gewonnenen Reihenentwicklungen konvergieren so stark, daß man sich meistens mit dem ersten Gliede als dem Näherungswerte begnügen kann. Auch in dem besonderen Falle einer konzentrierten Last $P = \lim_{b_1 = 0} q' b_1$ in der Mitte läßt die Konvergenz nichts zu wünschen übrig. Es wird nämlich:

$$\lim_{b_1 = 0} q' \sin \frac{n x}{2} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{n \pi}{2 b} P,$$

folglich gehen die entsprechenden Gleichungen (74) der Biegungsfläche in folgende über:

$$\zeta = \frac{P b}{2 \pi^2 \sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \sum_n \frac{1}{n^3} \left(\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}}\right) \cos \frac{n \pi y}{b} \quad . \; (76\,\text{I}$$

$$\zeta = \frac{P \gamma^3}{2 B_1 b} \sum_n \frac{1}{n^3} \left(1 + \frac{n x}{\gamma}\right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (76\,\text{II}$$

$$= \frac{P b}{2 \pi^2 \sqrt{B_1 B_2}} \sum_n \frac{1}{n^3} \left(\alpha' \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \sin \frac{n x}{\beta'}\right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (76\,\text{III}$$

$$(n = 1, 3, 5, \cdots).$$

Sämtliche obigen Ausdrücke für ζ gelten offenbar nur für die Plattenhälfte, welche die positive X-Achse enthält. Für die zweite Plattenhälfte ist nur x mit $-x$ zu vertauschen. Allenfalls nehmen die Durchbiegungen ζ bei wachsender Entfernung von der Y-Achse so schnell ab, daß man praktisch als Wirkungsweite der Belastung etwa

$$x = \frac{3}{2} b_{red}$$

annehmen kann, wenn

$$b_{red} = b \sqrt{\frac{H}{B_2} + \sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2 - \frac{B_1}{B_2}}} = b \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \sqrt{\eta + \sqrt{\eta^2 - 1}} \quad \text{im I. Fall,}$$

$$b_{red} = b \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_3}} \qquad \text{im II. Fall,}$$

und

$$b_{red} = \frac{b}{\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}}} = b \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}(1 + \eta)}} \qquad \text{im III. Fall.}$$

Daraus können wir schließen, daß in allen Belastungsfällen bloß des mittleren Breitenquerschnittes der Platte deren Biegungsfläche und der entsprechende Spannungszustand bei $a \geq 3\, b_{red}$ sich praktisch als unabhängig von der Länge a erweisen. Unter diesen Bedingungen verhält sich die Platte von endlicher Länge fast genau so, wie die unendlich lange Platte. Man kann umgekehrt sagen, daß in einer sehr langen Platte von der Querspannweite b nur ein Plattenteil von der Breite $3\, b_{red}$ im Falle einer linienförmigen Belastung mitwirkt.

Die beiderseitige Wirkungsweite der Belastung, d. h. $3\, b_{red}$ hängt, wie man sieht, von dem Werte des Steifigkeitsverhältnisses $B_2 : B_1$ ab Das Abnehmen der Wirkungsweite mit der Vergrößerung von $B_2 : B_1$ zeigt noch die nächstfolgende Tafel, die für den II. Fall berechnet worden ist:

$\frac{B_2}{B_1} =$	1	2	3	5	10	20	50	100	1000
$\frac{3\, b_{red}}{b} =$	3	2,52	2,28	2,01	1,68	1,41	1,13	0,96	0,53

Diese Wirkungsweite soll nicht mit jener Plattenbreite verwechselt werden, auf welche man die gegebene konzentrierte Last verteilt, um die Platte als einen Balken berechnen zu können. Diese Breite wird weiter unten in Betracht gezogen.

Bei Platten aus isotropem Stoffe ist offenbar $b_{red} = b$.

Die Längsschnitte der Biegungsfläche erscheinen in den Fällen I und II als Kurven mit stetig abnehmender Krümmung, die sich asymptotisch rasch der X-Achse nähern und dieselbe nirgends im Endlichen schneiden. Demgegenüber wird die Kurve im Falle III wellenförmig und schneidet unendlich oft die X-Achse. Die Wellenlänge beträgt:

$$\frac{2 b}{\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}}} = b \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \sqrt{\frac{2}{1 + \eta}}$$

Infolge des Faktors $e^{-\frac{n x}{\alpha'}}$ nimmt die Wellenhöhe sehr rasch ab, ähnlich wie dies bekanntlich bei der Wirkung einer Einzellast auf einem kontinuierlich elastisch gestützten Balken stattfindet, doch dürfte die abwechselnde Senkung und Hebung der Platte unter der betrachteten Belastung leicht durch Beobachtung festzustellen sein. Der Satz vom Herrn A. Mesnager[1]), daß jede Einzellast, welche auf eine horizontal ringsum frei gestützte rechteckige Platte wirkt, eine gleichsinnige Durchbiegung aller Plattenpunkte hervorruft, gilt also nicht mehr allgemein für anisotrope Platten; ebensowenig darf aber aus der Lösung der Differentialgleichung (15) für Balkennetze ohne Torsionssteifigkeit geschlossen werden, daß auch in der ge-

[1]) C. R. 1916, T. 163, pag. 84,

wöhnlichen Platte jede Einzellast eine wellenförmige Biegungsfläche hervorrufen wird, wie man dies in dem sonst beachtenswerten Berichte des „Conseil Général des Ponts et Chaussées[2]) lesen kann. Die beobachtete wellenförmige Biegung unter den bezeichneten Bedingungen würde nur beweisen, daß wir im allgemeinen mit dem III. Fall zu tun haben.

Im Falle einer vollständigen gleichförmigen Belastung $q'b$ finden wir leicht für $x = y = o$ den Biegungspfeil:

$$f = \frac{2}{\pi^5}\cdot\frac{q' b^4}{B_2(\alpha+\beta)}\sum_{n=1,3,5,\dots}\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^4} = \frac{q' b^3}{\pi^4 B_2}\cdot\frac{0{,}989}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \qquad (74\,\text{I, IIIa}$$

wenn $H^2 \gtrless B_1 B_2$, und

$$f = 0{,}010\,15\,\frac{q' b^3}{B_2}\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \quad \dots\dots \quad (74\,\text{IIa}$$

wenn $H^2 = B_1 B_2$. Dabei ist der Zahlenbeiwert

$$\frac{1}{\pi^4}\sum_{n=1,3,5,\dots}\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^4} = \frac{0{,}989}{\pi^4} = 0{,}010\,15$$

Ebenso findet man im Falle einer Einzellast P in der Mitte:

$$f = \frac{P b^2}{2\pi^3 B_2}\cdot\frac{\sum_n \frac{1}{n^3}}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \quad \dots\dots \quad (76\,\text{I, IIIa}$$

bzw.
$$f = \frac{P b^2}{2\pi^3 B_2}\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\sum_n \frac{1}{n^3} \quad (n = 1, 3, 5, \dots) \quad \dots \quad (76\,\text{IIa}$$

Da
$$\sum_n \frac{1}{n^3} = 1{,}0518,$$

so ist der Zahlenwert:

$$\frac{1}{2\pi^3}\sum_n \frac{1}{n^3} = 0{,}016\,96.$$

Derselbe bleibt ungeändert im besonderen Falle $B_1 = B_2 = H$ (Isotropie des Plattenstoffes) und ist in diesem Falle bereits von Dr.-Ing. H. Leitz[3]) angegeben worden.

Bei der allgemeineren Belastung $q'b_1$ erhalten wir im I. Fall für die Biegungsmomente folgende Formeln:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{q'}{\pi}\cdot\frac{B_1}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}\sum_n \frac{(n_1)}{n^2}\left[\left(\beta\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{\alpha}{m_2}\right)e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \left(\alpha\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{\beta}{m_2}\right)e^{-\frac{n x}{\beta}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{q'}{\pi}\cdot\frac{B_2}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}\sum_n \frac{(n_1)}{n^2}\left[\left(\frac{\beta}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \alpha\right)e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \left(\frac{\alpha}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \beta\right)e^{-\frac{n x}{\beta}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad (77\,\text{I}$$

Im Koordinatenursprung erreichen diese Momente ihre Höchstwerte:

$$\left.\begin{aligned} M_{1\max} &= \frac{2}{\pi^3}\cdot\frac{q' b^2}{\alpha+\beta}\cdot\frac{B_1}{B_2}\left(\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{m_2}\right)\sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \\ M_{2\max} &= \frac{2}{\pi^3}\cdot\frac{q' b^2}{\alpha+\beta}\left(\frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1\right)\sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \end{aligned}\right\} \quad \dots \quad (78\,\text{I}$$

[2]) Ann. d. P. et Ch. 1912, VI.

[3]) Berechnung der frei aufliegenden rechteckigen Platten, Berlin 1914. (Zitiert nach dem Beton-Kalender 1916.)

Die Bedeutung von (n_1) ist dabei aus der Formel (75) zu entnehmen.

Im Falle gleichförmiger Linienbelastung der ganzen Spannweite b wird $b_1 = b$, $(n_1) = (-1)^{\frac{n-1}{2}}$ und

$$\sum_n \frac{(n_1)}{n^2} = 1 - \frac{1}{3^2} + \frac{1}{5^2} - \dots = \infty 0{,}917.$$

Dann nehmen die Formeln (78 I) folgende Gestalt an:

$$\left.\begin{aligned} M_{1\max} &= 0{,}0929\cdot\frac{\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\,q' b \\ M_{2\max} &= 0{,}0929\cdot\frac{\frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\,q' b \end{aligned}\right\} \quad (79\,\text{I, III}$$

Sie gilt wie man sieht, auch für den Fall III. Das Verhältnis der Höchstwerte beider Biegungsmomente in der Mitte:

$$\frac{M_{1\max}}{M_{2\max}} = \frac{B_1}{B_2}\cdot\frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{m_2}}{\frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1} = \frac{B_1}{B_2}\cdot\frac{1 + \frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}{\frac{1}{m_1} + \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \quad \dots \quad (79$$

ist von der Länge der belasteten Strecke b_1 unabhängig und hat den Wert 1 im Falle $B_1 = B$, $m_1 = m_2$. Sonst wächst sein Wert oder nimmt ab mit dem Werte des Verhältnisses $B_1 = B_2$.

Falls beispielsweise $b_1 = \frac{1}{9}b$, so ist:

$$\sum_n \frac{(n_1)}{n^2} = 0{,}2997$$

und

$$M_{1\max} = 0{,}2733\cdot\frac{\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\cdot\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\,q' b_1$$

$$\left[\text{bzw.} = 0{,}2733\sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}\left(1 + \frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)q' b_1\right]$$

wenn $H^2 = B_1 B_2$;

$$M_{2\max} = 0{,}2733\cdot\frac{\frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\,q' b_1$$

$$\left[\text{bzw.} = 0{,}2733\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\left(1 + \frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right)q' b_1\right]$$

wenn $H^2 = B_1 B_2$.

Durch Konzentrierung der linienförmigen Belastung auf den neunten Teil der Spannweite b werden daher die Höchstwerte der Biegungsmomente beinahe verdreifacht.

Die Wirkung einer praktischen Einzellast kann in der Regel höchstens als mit der obigen Konzentrierung gleichwertig erachtet werden. Die gewonnenen Formeln lassen daher die lastverteilende Plattenwirkung deutlich erkennen. Wenn insbesondere $B_1 = B_2$, $m_1 = m_2 = 6$ angenommen wird, so liefern die beiden letzten Formeln:

$$M_{1\max} = M_{2\max} = M = 0{,}319\,q' b_1 = 0{,}319\,P = \frac{1}{4}\cdot 1{,}276\,P,$$

oder
$$M\,\frac{b}{1{,}276} = \frac{1}{4}\,P b.$$

Man entnimmt daraus, daß die konzentrierte Last P sich gewissermaßen auf eine Breite von $\frac{b}{1{,}276} = 0{,}784\,b$ verteilt, denn bei dieser Breite einer als Balken von der Spannweite b aufgelagerten und im

mittleren Querschnitt belasteten Platte ergibt sich als Biegungsmoment im gefährlichen Querschnitt:

$$\frac{1}{4}\,P\,b : 0{,}784\,b = 0{,}319\,P.$$

Wenn $B_2 > B_1$, so wird M_{2max} größer und die Last P verteilt sich praktisch auf eine desto kleinere Breite, je größer die Biegungssteifigkeit B_2 im Vergleiche zu B_1 ist. Beispielsweise ist für $B_2 = 2{,}07\,B_1$, $(m_1 = m_2 = 6)$:

$$M_{2max} = 0{,}407\,P$$

und die Last verteilt sich auf eine Breite von 0,614 b.

Für eine Rippendecke ist B_2 mehrfach größer als B_1 und $\frac{1}{m_1}$ darf nach Ausführungen in § 6 (Bauing. 1923, S. 393) näherungsweise gleich Null gesetzt werden. Demnach wird im betrachteten Falle einer praktischen Einzellast:

$$M_{2max} = M = 0{,}2733\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\cdot P = \frac{1}{4}\cdot 1{,}093\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\cdot P$$

oder

$$M\,\frac{b}{1{,}093}\sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} = \frac{1}{4}\,P\,b$$

und die Last verteilt sich praktisch auf eine Breite:

$$a_1 = \frac{b}{1{,}093}\sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}$$

Für einige Werte der Verhältniszahl $B_2 : B_1$ sind in der nachstehenden Tafel die entsprechenden Werte von $a_1 : b$ zusammengestellt worden.

$\frac{B_2}{B_1} =$	5	10	15	20	25	50	100
$\frac{a_1}{b} =$	0,614	0,514	0,464	0,433	0,408	0,344	0,289

Im Falle einer gleichförmigen Linienbelastung der ganzen Spannweite b (Gl. 79 I, III) vergrößern sich die Werte von a_1 im Verhältnis von 0,2733 : 0,0929, d. h. rd. 3 mal; wenn also eine praktische Einzellast von 1 Rippen gctragen wird, so sind im obigen Falle 31 Rippen als mittragend zu betrachten.

Für das Verdrehungsmoment findet man den Ausdruck:

$$D = -\frac{2}{\pi^2}\,q'\,b\,\frac{C}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}\sum_n \frac{(n_1)}{n^2}\left(e^{-\frac{n x}{\beta}} - e^{-\frac{n x}{\alpha}}\right)\sin\frac{n\pi y}{b} \qquad (80\,I$$

Da alle Auflagerreaktionen im Unendlichen verschwinden, so müssen sie überall gleich sein dem Werte der Querkraft V_2 für $y = \pm\frac{b}{2}$.

Wir bekommen:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{q'}{b}\cdot\frac{B_2}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}\sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}(n_1)}{n}\left[\left\{\beta\left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2}\right)\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \alpha\right\}e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \left\{\alpha\left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2}\right)\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \beta\right\}e^{-\frac{n x}{\beta}}\right] \; \ldots\ldots\ldots \; (81\,I$$

Die Konvergenz dieser Reihe kann nur bei $x = 0$ in Frage gestellt werden. In der Tat wird sie bei diesem Wert von x divergent, wenn außerdem $b_1 = b$. Da aber das Integral:

$$2\int_0^\infty (V_2)_{y=\frac{b}{2}}\,d\,x$$

immer den halben Wert der Belastung gibt, wie es den Gleichgewichtsbedingungen gemäß sein soll, so schließen wir, daß der wahre Wert von V_2 im Punkte $x = 0$, $y = \frac{b}{2}$ unendlich groß ist, jedoch so, daß die Auflagerkraft:

$$\int_{-\Delta x}^{+\Delta x} (V_2)_{y=\frac{b}{2}}\,d\,x$$

bei beliebig kleinen endlichen Werten von Δx endlich bleibt. Es läßt sich wirklich leicht zeigen, daß $(V_2)_{y=\frac{b}{2}}$ für $x = 0$, $b_1 = b$ so unendlich wird, wie $\log\frac{1+z}{1-z}$ für $z = 1$.

Wenn die Platte nur durch eine im Mittelpunkte konzentrierte Kraft P belastet ist, so kann die Reihe für die Auflagerreaktion sehr leicht summiert werden. Wir erhalten:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{\pi}{4}\cdot\frac{P}{b^2}\cdot\frac{B_2}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}\left[\left\{\beta\left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2}\right)\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \alpha\right\}\frac{1}{\mathrm{Ch}\frac{x}{\alpha}} - \left\{\alpha\left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2}\right)\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \beta\right\}\frac{1}{\mathrm{Ch}\frac{x}{\beta}}\right] \quad (82\,I$$

mit der üblichen Bezeichnung des hyperbolischen Cosinus: Ch. Den extremen Wert erreicht dieser Ausdruck für $x = 0$, und zwar ist:

$$\left.\begin{aligned} \max|V_2|_{y=\frac{b}{2}} &= \frac{P}{4b}\cdot\frac{1 + \left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2}\right)\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}{\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}}} \\ &= \frac{P}{4b}\cdot\frac{\frac{1}{m_1}\cdot\frac{B_2}{B_1} + \frac{2C}{B_1} + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}{\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_1}}} \end{aligned}\right\} \quad (83\,I, III$$

Dagegen werden in diesem Falle die Werte M_{1max} und M_{2max} logarithmisch unendlich, was aber keine physikalische und deshalb auch keine praktische Bedeutung hat, weil die vorausgesetzte punktförmige Belastung in der Wirklichkeit nicht auftreten kann und in konkreten Aufgaben nur als bequemes vereinfachendes Schema allgemeine Verwendung findet. J e d e w i r k l i c h e „ k o n z e n t r i e r t e" B e l a s t u n g w i r d d u r c h e i n e e n d l i c h e w e n n a u c h k l e i n e F l ä c h e ü b e r t r a g e n und man trachtet in der Konstruktionslehre diese Fläche womöglich zu vergrößern, um die Gefahr einer örtlichen Überanstrengung des Materials zu vermeiden. Praktisch wird die Belastung nur dann als in einem Punkte konzentriert aufgefaßt, wenn die Übertragungsfläche klein und schwer bestimmbar ist. Diese Schematisierung vereinfacht sehr die Rechnung in allen Balkenaufgaben, ohne wesentlich die Genauigkeit zu beeinflussen. Der dadurch begangene Fehler ist im allgemeinen klein und geht zugunsten der Sicherheit. Wie man sieht, verhält sich die Sache bei Plattenaufgaben ganz anders. Die Theorie führt zu dem auf den ersten Blick überraschenden Ergebnis, daß jede noch so kleine in einem Punkte konzentrierte Last unendlich große Biegungsmomente an der belasteten Stelle hervorruft. Das genaue Rechnen mit Einzellasten ist also in den Plattenaufgaben vollständig unzulässig. Warum die Plattentheorie in diesem besonderen Falle scheinbar versagt, während die Balkentheorie nicht nur zu keinem Widerspruche führt, sondern auch allen praktischen Ansprüchen auf Genauigkeit genügt, läßt sich leicht beantworten, wenn man erwägt, daß die in der Balkentheorie vorausgesetzten konzentrierten Belastungen eigentlich keine punktförmige Lasten sind. Sie erscheinen punktförmig bloß in jener Projektion, in welcher man in der Regel die schematische Ansicht des belasteten Balkens zeichnet, aber im Raume werden sie immer stillschweigend als linienförmig auf die ganze Querschnittsbreite wirkend vorausgesetzt. Bei dieser Annahme zeigen aber auch unsere Plattenformeln (78) kein abnormes Verhalten und liefern bei jeder endlichen belasteten Strecke b_1 bestimmte endliche Werte von Biegungsmomenten bzw. Spannungen. Bezüglich der konzentrierten Belastung sind die Ergebnisse der Elastizitätstheorie nur so zu deuten, d a ß s t a r k e K o n z e n t r i e r u n g d e r B e l a s t u n g r e l a t i v v i e l g e f ä h r l i c h e r f ü r d i e P l a t t e n

als für die Balken erscheint. Deshalb tragen alle Mittel, welche gegebene Einzellasten auf größere Flächen verteilen, sehr viel dazu bei, um die Widerstandsfähigkeit der Platten zu erhöhen. Es muß noch beachtet werden, daß, falls die linearen Dimensionen des belasteten Teiles der Plattenoberfläche im Vergleiche zur Plattendicke klein sind, so kann die Spannungsverteilung in der Umgebung der belasteten Stelle ziemlich stark von derjenigen abweichen, welche den in der Plattentheorie üblichen Annahmen entspricht. In diesem Falle dürfen nämlich die lotrechten Normalspannungen σ_z nicht mehr außer acht gelassen werden, da sie im allgemeinen die Verteilung der übrigen Spannungskomponenten beeinflussen müssen. Diese Beeinflussung wird offenbar unter sonst gleichen Umständen um so größer sein, je kleiner die Plattendicke. Ähnlich wie die Radlasten durch die Schotterbettung auf den Brückenbelag übertragen werden, verteilt sich die konzentrierte Belastung der Plattenoberfläche auf eine gewisse Fläche der neutralen Schicht und die Größe dieser Fläche wächst und nimmt ab mit der Plattendicke. Dieser Rolle der Plattendicke ist eine interessante theoretische Untersuchung in der bekannten Dissertation von Dr. H. Hencky gewidmet worden[4]).

Wir kehren jetzt zu den Gleichungen der Biegungsfläche für die gleichförmige Linienbelastung $q' b_1$ zurück und erhalten aus (71 II) folgende Formeln für Biegungsmomente im II. Fall:

$$M_1 = \frac{q'\gamma}{\pi}\sum_n \frac{(n_1)}{n^2}\left[1-\frac{nx}{\gamma}+\frac{1}{m_2}\cdot\frac{\gamma^2\pi^2}{b^2}\left(1+\frac{nx}{\gamma}\right)\right]e^{-\frac{nx}{\gamma}}\cos\frac{n\pi y}{b}$$

$$M_2 = \frac{q'\gamma}{\pi}\cdot\frac{B_2}{B_1}\sum_n \frac{(n_1)}{n^2}\left[\frac{1}{m_1}\left(1-\frac{nx}{\gamma}\right)+\frac{\gamma^2\pi^2}{b^2}\left(1+\frac{nx}{\gamma}\right)\right]e^{-\frac{nx}{\gamma}}\cos\frac{n\pi y}{b} \quad (77\ \text{II}$$

Die Biegungsmomente erreichen ihre größten Werte offenbar in der Mitte des belasteten Querschnittes ($x = 0$, $y = 0$), und zwar:

$$\left.\begin{aligned} M_{1\max} &= \frac{q'\gamma}{\pi}\left(1+\frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\sum_n\frac{(n_1)}{n^2} \\ M_{2\max} &= \frac{q'\gamma}{\pi}\left(\frac{1}{m_1}+\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\frac{B_2}{B_1}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (78\ \text{II}$$

Für das Verhältnis der beiden Höchstwerte gilt derselbe Ausdruck (79) wie im I. Fall.

Das Verdrehungsmoment

$$D = -\frac{q'\gamma}{b}\cdot\frac{2C}{B_1}\sum_n\frac{(n_1)}{n}x\,e^{-\frac{nx}{\gamma}}\sin\frac{n\pi y}{b} \quad \ldots\ldots \quad (80\ \text{II}$$

und die Auflagerreaktionen

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{q'\pi}{b}\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}(n_1)}{n}\left[\left(\frac{1}{m_1}\cdot\frac{B_2}{B_1}+\frac{2C}{B_1}\right)\left(1-\frac{nx}{\gamma}\right)+\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\left(1+\frac{nx}{\gamma}\right)\right]e^{-\frac{nx}{\gamma}} \quad (81\ \text{II}$$

Im Grenzfalle einer konzentrierten Last P im Mittelpunkte ($x = 0$, $y = 0$) geht die obige Formel in folgende Gestalt über:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{\pi P}{2b^2}\gamma\sum_n(-1)^{\frac{n-1}{2}}\left[\left(\frac{1}{m_1}\cdot\frac{B_2}{B_1}+\frac{2C}{B_1}\right)\left(1-\frac{nx}{\gamma}\right)+\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\left(1+\frac{nx}{\gamma}\right)\right]e^{-\frac{nx}{\gamma}} \quad (82\ \text{II}$$

und kann mit einer sehr guten Annäherung durch

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = \sim -\frac{\pi P}{4b^2}\gamma\left(\frac{1}{m_1}\cdot\frac{B_2}{B_1}+\frac{2C}{B_1}+\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right)\frac{1}{\mathrm{Ch}\,\frac{x}{\gamma}} \quad (82\ \text{IIa}$$

ersetzt werden. Die Formel wird sogar ganz genau, wenn die Bedingung $\frac{B_2}{m_1} = \frac{B_1}{m_2}$ erfüllt ist, weil dann nach der Gl. (13a) $\frac{B_2}{m_1} + 2C = H = \sqrt{B_1 B_2}$ gesetzt werden kann und die beiden Glieder mit der Hauptgröße $\frac{nx}{\gamma}$ in der eckigen Klammer des Ausdrucks (82 II) sich aufheben. In diesem Falle geht aber wegen der Identität

$$\sum_n(-1)^{\frac{n-1}{2}}e^{-\frac{nx}{\gamma}} = \frac{1}{2\,\mathrm{Ch}\,\frac{x}{\gamma}}$$

der Ausdruck (82 II) in (82 IIa) über.

Den größten absoluten Wert erreichen beide Ausdrücke für $x = 0$; sie geben nämlich genau das gleiche, und zwar:

$$\max|V_2|_{y=\frac{b}{2}} = \frac{\pi P\gamma}{4b^2}\left(\frac{1}{m_1}\cdot\frac{B_2}{B_1}+\frac{2C}{B_1}+\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right) \quad \ldots \quad (83\ \text{II}$$

Für die homogene und isotrope Platte vereinfacht sich diese Formel zu:

$$\max|V_2|_{y=\frac{b}{2}} = \frac{P}{2b} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (83\ \text{IIa}$$

Man beachte, daß in dem anderen Grenzfalle der linienförmigen gleichmäßig verteilten Querbelastung $q'b$ der entsprechende Wert von $\max|V_2|$ logarithmisch unendlich wird.

Im III. Fall gewinnen wir schließlich auf Grund der Gl. (71 III) folgende Ausdrucke für die Biegungsmomente:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{q'}{\pi}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\left[\alpha'\left(1+\frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\cos\frac{nx}{\beta'}\right. \\ &\qquad \left.-\beta'\left(1-\frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\sin\frac{nx}{\beta'}\right]e^{-\frac{nx}{\alpha'}}\cos\frac{n\pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{q'}{\pi}\cdot\frac{B_2}{B_1}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\left[\alpha'\left(\frac{1}{m_1}+\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\cos\frac{nx}{\beta'}\right. \\ &\qquad \left.+\beta'\left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}-\frac{1}{m_1}\right)\sin\frac{nx}{\beta'}\right]e^{-\frac{nx}{\alpha'}}\cos\frac{n\pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad (77\ \text{III}$$

Dementsprechend bestimmen sich die größten Biegungsmomente zu:

$$\left.\begin{aligned} M_{1\max} &= \frac{q'}{\pi}\alpha'\left(1+\frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\sum_n\frac{(n_1)}{n^2} \\ M_{2\max} &= \frac{q'}{\pi}\alpha'\left(\frac{1}{m_1}+\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\frac{B_2}{B_1}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2} \end{aligned}\right\} \quad . \quad (78\ \text{III}$$

was wiederum zu demselben Werte des Verhältnisses beider Höchstwerte führt, wie in den Fällen I und II.

Für die Verdrehungsmomente gilt die Formel:

$$D = -\frac{4q'bC}{\pi^2\sqrt{B_1B_2-H^2}}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}e^{-\frac{nx}{\alpha'}}\sin\frac{nx}{\beta'}\sin\frac{n\pi y}{b} \quad (80\ \text{III}$$

und für die Auflagerreaktionen:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{q'}{b}\sum_n(-1)^{\frac{n-1}{2}}\frac{(n_1)}{n}\left(\alpha'\mathfrak{a}\cos\frac{nx}{\beta'}-\beta'\mathfrak{b}\sin\frac{nx}{\beta'}\right)e^{-\frac{nx}{\alpha}} \quad (81\ \text{III}$$

wenn zur Abkürzung

$$\mathfrak{a} = \frac{1}{m_1}\cdot\frac{B_2}{B_1}+\frac{2C}{B_1}+\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}; \quad \mathfrak{b} = \frac{1}{m_1}\cdot\frac{B_2}{B_1}+\frac{2C}{B_1}-\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}$$

gesetzt wird.

Der Ausdruck (81 III) nimmt im Grenzfalle einer Einzellast P folgende Form an:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{\pi P}{2b^2}\sum_n(-1)^{\frac{n-1}{2}}\left(\alpha'\mathfrak{a}\cos\frac{nx}{\beta'}-\beta'\mathfrak{b}\sin\frac{nx}{\beta'}\right)e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \quad (82\ \text{III}$$

[4]) Man vergleiche auch die trefflichen Ausführungen in: „Drang und Zwang" von A. und L. Föppl Bd. I, § 30.

Bei sehr kleinen Werten von x kann man statt dessen schreiben:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = \infty - \frac{\pi P}{2 b^2} \sum_n (-1)^{\frac{n-1}{2}} (\alpha' a - n b x) e^{-\frac{n x}{\alpha}}$$

$$= \infty - \frac{\pi P}{4 b^2} \cdot \frac{\alpha' a}{\mathrm{Ch}\,\frac{x}{\alpha'}}$$

wenn höhere Potenzen von x in den Entwickelungen für Sinus und Cosinus vernachlässigt werden. Für $x = 0$ wird der absolute Wert dieses Ausdruckes ein Maximum, und wir finden wieder die Formeln (83. I. III).

§ 2 (13). Die Lösung einiger Aufgaben von praktischer Bedeutung.

Auf Grund der im vorigen Paragraphen gewonnenen partikulären Lösung (71) lassen sich viele Aufgaben über unendlich lange Platten verhältnismäßig sehr einfach erledigen. Ihre Lösungen können mit Vorteil zur Lösung verschiedener Probleme der rechteckigen Platten von endlicher Länge verwendet werden, wie später (im § 17) gezeigt werden soll. Dabei wird die mühsame Integration der Differentialgleichung der Biegungsfläche umgangen, etwa in ähnlicher Weise, wie das bei der Behandlung gewisser hydrodynamischer Probleme durch die Methode der Quellen und Senken geschieht.

a) Exzentrische linienförmige Querbelastung $q' b_1$ (Abb. 15).

Wir wählen zweckmäßig den Koordinatenanfang an einem Plattenrande und legen die Y-Achse in die Belastungslinie.

Abb. 15.

Entwickelt man die gegebene Belastung in die Fouriersche Reihe:

$$p'(y) = \frac{4 q'}{\pi} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n} \sin \frac{n \pi y}{b} \qquad (n = 1, 2, 3, \ldots)$$

worin zur Abkürzung

$$(n, b_1, y_1) = \sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b} \sin \frac{n \pi y_1}{b}$$

gesetzt worden ist, so ergibt sich sofort:

$$\zeta = \frac{2 q' b^4}{\pi^5 B_2} \cdot \frac{1}{\alpha + \beta} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \sin \frac{n \pi y}{b} \qquad (84\,\mathrm{I})$$

als Gleichung der Biegungsfläche für positive Werte von x. Für negative Werte ist x mit $-x$ zu vertauschen. Der Grenzübergang für $\lim\limits_{b_1 = 0} q' b_1 = P$ liefert bei konzentrierter Last P aus (84 I) die Gleichung der rechten Hälfte der Biegungsfläche:

$$\zeta = \frac{P b^3}{\pi^4 B_2} \cdot \frac{1}{\alpha + \beta} \sum \frac{\sin \frac{n \pi y_1}{b}}{n^3} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\beta}}}{\beta - \alpha} \sin \frac{n \pi y}{b} \qquad (85\,\mathrm{I})$$

Für die linke Hälfte braucht nur in dieser Formel x mit $-x$ vertauscht werden.

Obige Gleichungen gelten im I. Falle $(H^2 > B_1 B_2)$; im II. Falle $(H^2 = B_1 B_2)$ gehen sie in folgende über:

$$\zeta = \frac{q' \gamma^3}{\pi B_1} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \left(1 + \frac{n x}{\gamma}\right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad . \; . \; (84\,\mathrm{II})$$

$$\zeta = \frac{P \gamma^3}{2 b B_1} \sum_n \frac{1}{n^3} \sin \frac{n \pi y_1}{b} \left(1 + \frac{n x}{\gamma}\right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad . \; (85\,\mathrm{II})$$

Für den III. Fall findet man nach der Substitution

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\alpha'} + i \frac{1}{\beta'}; \quad \frac{1}{\beta} = \frac{1}{\alpha'} - i \frac{1}{\beta'}$$

in entsprechende Gleichungen des I. Falles:

$$\zeta = \frac{q' b^2}{\pi^3 \sqrt{B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \left(\alpha' \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \sin \frac{n x}{\beta'}\right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n \pi y}{b} \qquad (84\,\mathrm{III})$$

$$\zeta = \frac{P b}{2 \pi^2 \sqrt{B_1 B_2}} \sum_n \frac{1}{n^3} \sin \frac{n \pi y_1}{b} \left(\alpha' \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \sin \frac{n x}{\beta'}\right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n \pi y}{b} \qquad (85\,\mathrm{III})$$

b) Die rechteckige exzentrisch liegende Flächenbelastung q erstreckt sich links von der Y-Achse ins Unendliche (Abb. 16).

Wendet man die Lösung der vorigen Aufgabe auf die elementare Belastung $q b_1 du$ an, so ist bei $H^2 > B_1 B_2$ die dadurch

Abb. 16.

erzeugte Biegungsfläche rechts von der Y-Achse gegeben durch:

$$d\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \sin \frac{n \pi y}{b} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n(x-u)}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n(x-u)}{\alpha}}}{\beta^2 - \alpha^2} du$$

Die Integration dieses Ausdruckes zwischen den Grenzen $u = -\infty$ und $u = 0$ gibt:

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \cdot \frac{\beta^2 e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha^2 e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta^2 - \alpha^2} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad . \; (86\,\mathrm{I})$$

als Gleichung der Biegungsfläche rechts von der Y-Achse. Für die andere Hälfte der Biegungsfläche wird die Gleichung:

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left(2 - \frac{\beta^2 e^{\frac{n x}{\beta}} - \alpha^2 e^{\frac{n x}{\alpha}}}{\beta^2 - \alpha^2}\right) \sin \frac{n \pi y}{b} \quad . \; . \; (87\,\mathrm{I})$$

gefunden, indem von der trivialen Lösung:

$$\zeta = \frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \sin \frac{n \pi y}{b}$$

für den Fall der durchgehenden Streifenbelastung der ganzen Platte die eben gefundene Lösung für die Belastung bloß der rechten Plattenhälfte abzieht.

Im Falle $H^2 = B_1 B_2$ verwandeln sich obige Gleichungen in folgende:

$$\zeta = \frac{2\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{x}{\gamma}\right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots\ldots (86\,\text{II}$$

$$\zeta = \frac{2\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[2 - \left(1 - \frac{n}{2} \cdot \frac{x}{\gamma}\right) e^{\frac{n x}{\gamma}}\right] \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots (87\,\text{II}$$

Im III. Fall findet man wie früher für $x > 0$

$$\zeta = \frac{2\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left(\cos \frac{n x}{\beta'} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta'^2 - \alpha'^2}{\alpha' \beta'} \sin \frac{n x}{\beta'}\right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots (86\,\text{III}$$

und für $x < 0$:

$$\zeta = \frac{2\,q\,b^4}{\pi^5 B^2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[2 - \left(\cos \frac{n x}{\beta'} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta'^2 - \alpha'^2}{\alpha' \beta'} \sin \frac{n x}{\beta'}\right) e^{\frac{n x}{\alpha'}}\right] \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (87\,\text{III}$$

Abb. 17.

c) Exzentrisch liegende rechteckige Belastung $q\,a_1\,b_1$ (Abb. 17).

Wir finden auf dieselbe Weise wie in der vorherigen Aufgabe, wenn der I. Fall vorliegt ($H^2 > B_1 B_2$), für $\frac{a_1}{2} < x < \infty$

$$\zeta = \frac{2\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[\frac{\beta^2}{\beta^2 - \alpha^2}\left(e^{-n\frac{2x - a_1}{2\beta}} - e^{-n\frac{2x + a_1}{2\beta}}\right) - \frac{\alpha^2}{\beta^2 - \alpha^2}\left(e^{-n\frac{2x - a_1}{2\alpha}} - e^{-n\frac{2x + a_1}{2\alpha}}\right)\right] \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots (88$$

und für $-\frac{a_1}{2} < x < \frac{a_1}{2}$:

$$\zeta = \frac{2\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[2 - \frac{\beta^2}{\beta^2 - \alpha^2}\left(e^{-n\frac{2x + a_1}{2\beta}} + e^{n\frac{2x - a_1}{2\beta}}\right) + \frac{\alpha^2}{\beta^2 - \alpha^2}\left(e^{-n\frac{2x + a_1}{2\alpha}} + e^{n\frac{2x - a_1}{2\alpha}}\right)\right] \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots (89\,\text{I}$$

Für $-\infty < x < -\frac{a_1}{2}$ gilt der Ausdruck, welcher aus (88 I) entsteht, sobald x mit $-x$ vertauscht wird.

Falls $H^2 = B_1 B_2$ (II. Fall), so gehen obige Gleichungen in folgende über:

$$\zeta = \frac{2\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[\left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{2x - a_1}{2\gamma}\right) e^{-n\frac{2x - a_1}{2\gamma}} - \left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{2x + a_1}{2\gamma}\right) e^{-n\frac{2x + a_1}{2\gamma}}\right] \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots\ldots (88\,\text{II}$$

$$\zeta = \frac{2\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[2 - \left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{a_1 - 2x}{2\gamma}\right) e^{-n\frac{a_1 - 2x}{2\gamma}} - \left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{a_1 + 2x}{2\gamma}\right) e^{-n\frac{a_1 + 2x}{2\gamma}}\right] \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots\ldots (89\,\text{II}$$

In sämtlichen drei Aufgaben verschwinden die den geraden n entsprechenden Glieder der Reihe, wenn $y_1 = \frac{b}{2}$, d. h., wenn die Belastung in der Breitenmitte liegt. Dann ist $n = 1, 3, 5, \ldots$ zu setzen.

§ 3 (14). Die Wirkung der gleichförmig verteilten Belastung in der Nähe der kurzen Seiten bei einspannungsfreier Stützung des ganzen Plattenumfanges.

Die allgemeine Lösung dieser Aufgabe unterscheidet sich wenig von derjenigen im § 1 (12). Der Lévysche Ansatz:

$$\zeta = \sum_n X \cos \frac{n \pi y}{b}$$

($n = 1, 3, 5, \ldots$) im Falle einer der Quere nach symmetrischen Belastung und die Fouriersche Entwicklung der Belastung $q\,b_1$ (Abb. 18) in eine Cosinusreihe:

$$\frac{4\,q}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)}{n} \cos \frac{n \pi y}{b}$$

mit der abkürzenden Bezeichnung $(n_1) = \sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b}$ gibt zur Bestimmung der Funktion X die lineare Differentialgleichung:

$$B_1 X^{IV} - 2 H \left(\frac{n \pi}{b}\right)^2 X'' + B_2 \left(\frac{n \pi}{b}\right)^4 X = \frac{4\,q}{\pi} \cdot \frac{(n_1)}{n},$$

deren allgemeine Lösung:

$$X = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \cdot \frac{(n_1)}{n^5} + C_1 e^{\beta_1 x} + C_2 e^{\beta_2 x} + C_3 e^{\beta_3 x} + C_4 e^{\beta_4 x}$$

Abb. 18.

mit den Werten:

$$\left.\begin{matrix}\beta_1\\ \beta_2\end{matrix}\right\} = \frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}}; \quad \left.\begin{matrix}\beta_3\\ \beta_4\end{matrix}\right\} = -\frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}}$$

nach Berücksichtigung der Grenzbedingung $\zeta = 0$ für $x = \infty$ folgende Gleichungen der Biegungsfläche liefert:

$$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \left(\frac{(n_1)}{n^5} + C_3' e^{\beta_3 x} + C_4' e^{\beta_4 x}\right) \cos \frac{n \pi y}{b}.$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten C_3' und C_4' dienen die Randbedingungen:

$$\zeta = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} = 0 \quad \text{für } x = 0,$$

welche zu den Bestimmungsgleichungen:

$$C_3' + C_4' = -\frac{(n_1)}{n^5}; \quad C_3'\beta_3^2 + C_4'\beta_4^2 = 0$$

führen. Daraus folgt mit Benutzung der Bezeichnungen (70):

$$C_3' = \frac{\alpha^2}{\beta^2 - \alpha^2}\cdot\frac{(n_1)}{n^5}; \quad C_4' = -\frac{\beta^2}{\beta^2 - \alpha^2}\cdot\frac{(n_1)}{n^5}$$

Bei reellen Werten von α und β, d. h. wenn $H^2 > B_1B_2$ (Fall I), erhalten wir für die Biegungsfläche die Gleichung:

$$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2}\sum_n \frac{(n_1)}{n^5}\left(1 + \frac{\alpha^2 e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \beta^2 e^{-\frac{nx}{\beta}}}{\beta^2 - \alpha^2}\right)\cos\frac{n\pi y}{b} \quad . \; (90\,\mathrm{I}$$

Wenn $H^2 = B_1B_2$ (Fall II), so geht diese Gleichung in folgende über:

$$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2}\sum_n \frac{(n_1)}{n^5}\left[1 - \left(1 + \frac{1}{2}\cdot\frac{n\,x}{\gamma}\right)e^{-\frac{nx}{\gamma}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b} \quad (90\,\mathrm{II}$$

Dabei hat die Konstante γ dieselbe Bedeutung wie in § 1 (12) (Gl. 71 II). Wenn schließlich $H^2 < B_1B_2$ (Fall III), so findet man ähnlich wie in § 1 (12) und § 2 (13), mit derselben Bedeutung der Konstanten α', β'

$$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2}\sum_n \frac{(n_1)}{n^5}\left[1 - \left(\cos\frac{n\,x}{\beta'} + \frac{1}{2}\cdot\frac{\beta'^2 - \alpha'^2}{\alpha'\beta'}\sin\frac{n\,x}{\beta'}\right)e^{-\frac{nx}{\alpha'}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b}$$

(90 III

Hier kann noch der Ausdruck $\frac{1}{2}\cdot\frac{\beta'^2 - \alpha'^2}{\alpha'\beta'}$ durch seinen Wert $\frac{H}{\sqrt{B_1B_2 - H^2}}$ oder $\frac{\eta}{\sqrt{1-\eta^2}}$ ersetzt werden.

An Hand dieser Gleichungen berechnen sich die Momente und die Auflagerreaktionen wie folgt:

I. Fall ($H^2 > B_1B_2$):

$$M_1 = \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\cdot\frac{B_1}{B_2}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left[\frac{1}{m_2} - \frac{B_2}{2\sqrt{H^2 - B_1B_2}}\left\{\left(1 - \frac{\alpha^2\pi^2}{m_2\,b^2}\right)e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \left(1 - \frac{\beta^2\pi^2}{m_2\,b^2}\right)e^{-\frac{nx}{\beta}}\right\}\right]\cos\frac{n\pi y}{b}$$

$$M_2 = \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left[1 - \frac{B_2}{2\sqrt{H^2 - B_1B_2}}\left\{\left(\frac{\beta^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right)e^{-\frac{nx}{\beta}} - \left(\frac{\alpha^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right)e^{-\frac{nx}{\alpha}}\right\}\right]\cos\frac{n\pi y}{b}$$

. . . . (91 I

$$D = \frac{2\,q\,b}{\pi^2}\cdot\frac{C}{\sqrt{H^2 - B_1B_2}}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left(\beta\,e^{-\frac{nx}{\beta}} - \alpha\,e^{-\frac{nx}{\alpha}}\right)\sin\frac{n\pi y}{b} \quad (92\,\mathrm{I}$$

$$V_1 = \frac{2\,q}{\pi}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\left(\beta\,\varepsilon_1\,e^{-\frac{nx}{\alpha}} + \alpha\,\eta_1\,e^{-\frac{nx}{\beta}}\right)\cos\frac{n\pi y}{b}$$

$$V_2 = -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\left(1 + \varepsilon_2\,e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \eta_2\,e^{-\frac{nx}{\beta}}\right)\sin\frac{n\pi y}{b}$$

. . (93 I

(Hier wurden folgende abkürzende Bezeichnungen eingeführt:

$$\varepsilon_1 = \frac{B_1 - \frac{\alpha^2\pi^2}{b^2}\left(\frac{B_1}{m_2} + 2\,C\right)}{\sqrt{H^2 - B_1B_2}}, \quad \eta_1 = \frac{\frac{\beta^2\pi^2}{b^2}\left(\frac{B_1}{m_2} + 2\,C\right) - B_1}{\sqrt{H^2 - B_1B_2}}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\left(\frac{\alpha^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right)B_2 - 2C}{2\sqrt{H^2 - B_1B_2}}, \quad \eta_2 = \frac{\left(\frac{\beta^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right)B_2 - 2\,C}{2\sqrt{H^2 - B_1B_2}}$$

. (93a

Man überzeugt sich leicht, daß zwischen ε_2 und η_2 die Relation $\varepsilon_2 - \eta_2 = -1$ besteht)

$$R_1 = -\left(V_1 + \frac{\partial D}{\partial y}\right)_{x=0} = -\frac{2\,y}{\pi}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}(\alpha\,\eta_1' + \beta\,\varepsilon_1')\sum\frac{(n_1)}{n^2}\cos\frac{n\pi y}{b}$$

$$R_2 = \left(V_2 + \frac{\partial D}{\partial x}\right)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}(n_1)}{n^2}\left(1 + \varepsilon_2'\,e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \eta_2'\,e^{-\frac{nx}{\beta}}\right)$$

. (94 I

mit folgenden abkürzenden Bezeichnungen:

$$\varepsilon_1' = \frac{B_1 - \frac{\alpha^2\pi^2}{b^2}\left(\frac{B_1}{m_2} + 4\,C\right)}{\sqrt{H^2 - B_1B_2}}, \quad \eta_1' = \frac{\frac{\beta^2\pi^2}{b^2}\left(\frac{B_1}{m_2} + 4\,C\right) - B_1}{\sqrt{H^2 - B_1B_2}}$$

$$\varepsilon_2' = \frac{\left(\frac{\alpha^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right)B_2 - 4\,C}{2\sqrt{H^2 - B_1B_2}}, \quad \eta_2' = \frac{\left(\frac{\beta^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right)B_2 - 4\,C}{2\sqrt{H^2 - B_1B_2}}$$

. (94a

und der Beziehung:

$$\alpha\,\eta_1' + \beta\,\varepsilon_1' = \frac{b}{\pi}\cdot\frac{B_1}{B_2}\cdot\frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{4\,C}{B_1} + \frac{1}{m_2}}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}}$$

In den Ecken tritt eine konzentrierte nach unten gerichtete Auflagerreaktion auf, deren absolute Größe:

$$\widehat{R} = |2\,D|_{\substack{x=0\\ y=\pm\frac{b}{2}}} = \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\cdot\frac{2\,C}{B_2}\cdot\frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}(n_1)}{n^3}$$

(95 I, III

Der Ausdruck für M_2 kann in zwei Teile zerlegt werden nach dem Schema:

$$M_2 = (M_2)_\infty - \mathfrak{M}_2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (96$$

Es ist ein leichtes nachzuweisen, daß der erste Teil:

$$(M_2)_\infty = \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\cos\frac{n\pi y}{b}$$

nichts anderes ist, als die Fouriersche Entwicklung des Biegungsmomentes eines einfachen Balkens von der Spannweite b und gleichförmig verteilter Belastung q auf der mittleren Strecke b_1, das für das Intervall $0 \leq y \leq \frac{b_1}{2}$ den Wert:

$$M = \frac{q\,b_1}{2}\left(\frac{b}{2} - y\right) - \frac{q}{2}\left(\frac{b_1}{2} - y\right)^2$$

und für $\frac{b_1}{2} < y \leq \frac{b}{2}$ den Wert:

$$M = \frac{q\,b_1}{2}\left(\frac{b}{2} - y\right)$$

hat. Infolgedessen kann auch der Ausdruck für M_1 in der Gestalt:

$$M_1 = \frac{1}{m_1}\cdot\frac{B_1}{B_2}(M_2)_\infty - \mathfrak{M}_1 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (97$$

geschrieben werden.

Die Größen:

$$\left.\begin{aligned}\mathfrak{M}_1 &= \frac{4}{\pi^3}\cdot\frac{q\,b^2 B_1}{2\sqrt{H^2-B_1B_2}}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left[\left(\frac{\beta^2\pi^2}{m_2 b^2}-1\right)e^{-\frac{n x}{\beta}}-\left(\frac{\alpha^2\pi^2}{m_2 b^2}-1\right)e^{-\frac{n x}{\alpha}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b}\\ \mathfrak{M}_2 &= \frac{4}{\pi^3}\cdot\frac{q\,b^2 B_1}{2\sqrt{H^2-B_1B_2}}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left[\left(\frac{\beta^2\pi^2}{b^2}-\frac{1}{m_1}\right)e^{-\frac{n x}{\beta}}-\left(\frac{\alpha^2\pi^2}{b^2}-\frac{1}{m_1}\right)e^{-\frac{n x}{\alpha}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b}\end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots\ (98\,\mathrm{I}$$

nehmen (dem absoluten Werte nach) mit wachsendem x so rasch ab, daß sie etwa für $x \geq \frac{3}{2}\, b_{red}$ vernachlässigt werden können, wenn wie früher:

$$b_{red} = b\sqrt{\frac{H}{B_2}+\sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2-\frac{B_1}{B_2}}}$$

genannt wird. Mit Ausnahme der Endteile von der ungefähren Länge $\frac{3}{2}\, b_{red}$ biegt sich daher der übrige Teil einer sehr langen Platte fast genau zylindrisch und das Biegungsmoment M_2 kann nach elementaren Gesetzen der Statik berechnet werden. Das Biegungsmoment M_1 hat den $\frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}$-fachen Wert des M_2. Da $\mathfrak{M}_2$ positiv ist, so ist $M_{2_{max}} = (M_2)_\infty$, demnach kann für jede ringsum frei aufgelagerte rechteckige Platte von der Länge $a \geq 3\, b_{red}$ bei oben vorausgesetzter Belastungsweise mit sehr guter Annäherung $M_{2_{max}}$ wie für eine unendlich lange Platte berechnet werden. Bei praktischen Festigkeitsberechnungen genügt dies sogar bei $a \geq 2\, b_{red}$.

Ähnlich zerfällt der Ausdruck für die Querkraft V_2 in zwei Teile, und zwar:

$$V_2 = (V_2)_\infty + \mathfrak{V}_2 \quad\ldots\ldots\ldots\ (99$$

Hier ist

$$(V_2)_\infty = -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sum\frac{(n_1)}{n^2}\sin\frac{n\pi y}{b}\quad\ldots\ldots\ (100$$

und diese trigonometrische Reihe bestimmt genau die entsprechende Querkraftlinie eines nach der oben bezeichneten Weise belasteten Balkens. Im Intervalle $0 \leq y \leq \frac{b_1}{2}$ ist

$$(V_2)_\infty = -\frac{q\,b_1}{2} + q\left(\frac{b_1}{2}-y\right)$$

und im Intervalle $\frac{b_1}{2} < y \leq \frac{b}{2}$

$$(V_2)_\infty = -\frac{q\,b_1}{2}.$$

Der zweite Teil:

$$\mathfrak{V}_2 = \frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\left(\eta_2\, e^{-\frac{n x}{\beta}}-\varepsilon_2\, e^{-\frac{n x}{\alpha}}\right)\sin\frac{n\pi y}{b}\quad .\ (101\,\mathrm{I}$$

sowie auch V_1 streben rasch bei wachsendem x der Grenze Null zu. Ein Blick auf die Formel (94 I) genügt, um sich zu überzeugen, daß für große Werte von x der Unterschied zwischen der Auflagerreaktion R_2 und $(V_2)_{y=\frac{b}{2}}$ verschwindet und daß R_2 sich der Grenze

$$-\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}(n_1)}{n^2} = -\frac{q\,b_1}{2}$$

nähert. Mit der Annäherung an die Ecken wird R_2 absolut genommen kleiner und verschwindet in der Ecke selbst.

Die der kurzen Seite b zugehörende Auflagerreaktion R_1 erreicht das Maximum ihres absoluten Wertes:

$$\left.\begin{aligned}|R_1|_{max} &= \frac{2\,q\,b}{\pi^2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\,\frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}+\frac{4C}{B_1}+\frac{1}{m_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2}\frac{H}{B_1}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\\ &= \frac{2\,q\,b}{\pi^2}\cdot\frac{\sqrt{\frac{B_1}{B_2}+\frac{4C}{B_2}+\frac{1}{m_2}\frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2}\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\end{aligned}\right\}\ .\ (102\,\mathrm{I,III}$$

für $y = 0$, d. h. in der Seitenmitte, und nimmt gegen die Ecken bis Null ab. Im besonderen Falle der vollständigen Belastung $(b_1 = b)$ ist $(n_1) = (-1)^{\frac{n-1}{2}}$, die unendliche Reihe:

$$\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2} = \infty\, 0{,}917$$

und

$$|R_1|_{max} = 0{,}1858\, q\, b\,\frac{\sqrt{\frac{B_1}{B_2}+\frac{4C}{B_2}+\frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2}\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\quad .\ .\ (103\,\mathrm{I,III}$$

Im Grenzfalle einer linienförmigen Belastung q' der X-Achse $(b_1 = 0,\ \lim q b_1 = -q')$ wird $|R_1|_{max}$ logarithmisch unendlich.

Die Gesamtreaktion der Auflagergeraden b:

$$\overline{R}_1 = 2\int_0^{\frac{b}{2}} R_1\, d\,y = -\frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\cdot\frac{\sqrt{\frac{B_1}{B_2}+\frac{4C}{B_2}+\frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}(n_1)}{n^3}\quad (104\,\mathrm{I,III}$$

hat im Falle der vollständigen Belastung $(b_1 = b)$ den Wert:

$$\overline{R}_1 = -0{,}1357\, q\, b^2\,\frac{\sqrt{\frac{B_1}{B_2}+\frac{4C}{B_2}+\frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\quad .\ .\ (105\,\mathrm{I,III}$$

und im Grenzfalle der linienförmigen Belastung $q' = \lim\limits_{b_1=0} q b_1$ den Wert:

$$\overline{R}_1 = -0{,}1858\, q'\, b\,\frac{\sqrt{\frac{B_1}{B_2}+\frac{4C}{B_2}+\frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}}\quad .\ .\ (106\,\mathrm{I,III}$$

Der letztere Ausdruck stimmt mit dem in (103) bis auf die Größe q' überein. Die durchschnittliche spezifische Auflagerreaktion der kurzen Seite ist also in diesem Falle genau so groß, wie $R_{1_{max}}$ bei gleichmäßiger Belastung der ganzen Platte. Dieses Ergebnis gilt, wie wir sehen werden, auch in den Fällen II u. III.

Ähnlich findet man für die Eckkraft bei der totalen Belastung:

$$\widehat{R} = 0{,}1357\, q\, b^2 \frac{2\, C}{B_2 \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \quad . \; . \quad (107\ \text{I, III}$$

und bei der Belastung q' der X-Achse:

$$\widehat{R} = 0{,}1858\, q'\, b \frac{2\, C}{B_2 \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \quad . \; . \quad (108\ \text{I, III}$$

II. Fall ($H^2 = B_1 B_2$):

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{4\, q\, b^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left\{ 1 - \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{n\, x}{\gamma} \left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1 \right) \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right\} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{4\, q\, b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left\{ 1 - \left[1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{n\, x}{\gamma} \left(1 - \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right\} \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad (91\ \text{II}$$

$$D = \frac{4\, q\, b^2}{\pi^3} \cdot \frac{C}{B_2} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left(1 + \frac{n\, x}{\gamma} \right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots \ldots \quad (92\ \text{II}$$

(Dabei ist wie früher $\gamma = \frac{b}{\pi} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}$)

$$\left.\begin{aligned} V_1 &= \frac{2\, q\, b}{\pi^2} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(\vartheta_1 - \frac{n\, x}{\gamma} \varphi_1 \right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ V_2 &= -\frac{4\, q\, b}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \times \\ &\times \left[1 - \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{n\, x}{\gamma} \varphi_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right] \sin \frac{n \pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad (93\ \text{II}$$

(Die neuen Zahlenbeiwerte ϑ_1, φ_1, φ_2 werden hier durch die Formeln:

$$\left.\begin{aligned} \vartheta_1 &= \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{2\, C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \\ \varphi_1 &= \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{2\, C}{B_2} - \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \\ \varphi_2 &= \frac{2\, C}{B_2} - \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{1}{m_1} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad (93\text{b}$$

bestimmt.)

$$\left.\begin{aligned} R_1 &= -\frac{2\, q\, b}{\pi^2} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\, \vartheta_1' \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ R_2 &= -\frac{4\, q\, b}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \times \\ &\times \left[1 - \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{n\, x}{\gamma} \varphi_2' \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right] \end{aligned}\right\} \quad (94\ \text{II}$$

mit den Bezeichnungen:

$$\left.\begin{aligned} \vartheta_1' &= \vartheta_1 + \frac{2\, C}{B_2} = \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{4\, C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \\ \varphi_2' &= \varphi_2 + \frac{2\, C}{B_2} = \frac{4\, C}{B_2} - \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{1}{m_1} \end{aligned}\right\} \quad . \; . \quad (94\text{b}$$

$$\widehat{R} = \frac{4\, q\, b^2}{\pi^3} \cdot \frac{2\, C}{B_2} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \quad . \; . \; ; \quad (95\ \text{II}$$

Die Ausdrücke für M_1 und M_2 lassen sich offenbar nach demselben Schema wie im I. Falle zerlegen. Dabei behält $(M_2)_\infty$ denselben Wert und die Größen:

$$\left.\begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= \frac{4\, q\, b^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{n\, x}{\gamma} \left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1 \right) \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ \mathfrak{M}_2 &= \frac{4\, q\, b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{n\, x}{\gamma} \left(1 - \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad (98\ \text{II}$$

können für $x \geq \frac{3}{2} b_{red}$ vernachlässigt werden, wenn, wie im § 1 (12) $b_{red} = b \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}$ gesetzt wird. Ähnliches gilt von dem Ausdrucke für V_2, dessen zweiter Teil im Schema (99) jetzt die Form:

$$\mathfrak{B}_2 = \frac{4\, q\, b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{n\, x}{\gamma} \varphi_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (101\ \text{II}$$

annimmt und bei wachsenden x ebenso wie V_1 der Grenze 0 zustrebt.

Der Unterschied zwischen der Auflagerreaktion R_2 und $(V_2)_{y = \frac{b}{2}}$ verschwindet gleichfalls für große Werte von x, und R_2 nähert sich der Grenze $-\frac{1}{2} q\, b_1$.

Die Auflagerreaktion R_1 der kurzen Seite b erreicht das Maximum ihres absoluten Wertes:

$$|R_1|_{max} = \frac{2\, q\, b}{\pi^2} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\, \vartheta_1' \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \quad \ldots \ldots \quad (102\ \text{II}$$

in der Seitenmitte (für y = 0) und nimmt gegen die Ecken bis Null ab. Im besonderen Falle der gleichmäßigen Belastung der ganzen Platte ($b_1 = b$) ist

$$|R_1|_{max} = 0{,}1858\, q\, b \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{4\, C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \right)^{5)} . \quad (103\ \text{II}$$

Die Gesamtreaktion der Seite b:

$$\overline{R}_1 = 2 \int_0^{\frac{b}{2}} R_1\, d\, y = -\frac{4\, q\, b^2}{\pi^3} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\, \vartheta_1' \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \quad . \; . \quad (104\ \text{II}$$

[5]) Berücksichtigt man die Beziehung (13 a), so kann der Ausdruck $\left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{4\, C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \right)$ für den Fall II in der abgekürzten Form $\left(3 \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} - \frac{1}{m_1} \right)$ dargestellt werden.

hat im Falle der vollständigen Belastung ($b_1 = b$) den Wert:

$$\overline{R}_1 = -0{,}1357\, q\, b^2 \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{4\,C}{B_2} + \frac{1}{m_2}\frac{B_1}{B_2} \right) \quad (105\ \text{II}$$

und im Grenzfalle der linienförmigen Belastung q' den Wert:

$$\overline{R}_1 = -0{,}1858\, q'\, b \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{4\,C}{B_2} + \frac{1}{m_2}\frac{B_1}{B_2} \right) \quad (106\ \text{II}$$

Für die Eckkraft findet man schließlich bei totaler Belastung den Ausdruck:

$$\hat{R} = 0{,}1357\, q\, b^2 \frac{2\,C}{B_2} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \quad (107\ \text{II}$$

und bei der Belastung q' der X-Achse:

$$\hat{R} = 0{,}1858\, q'\, b \frac{2\,C}{B_2} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \quad (108\ \text{II}$$

III. Fall ($H^2 < B_1 B_2$):

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3\, m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \left(\cos\frac{n\,x}{\beta'} - \frac{m_2 B_2 - H}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin\frac{n\,x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}} \right] \cos\frac{n\,\pi\,y}{b} \\ M_2 &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \left(\cos\frac{n\,x}{\beta'} + \frac{H - \frac{1}{m_1} B_2}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin\frac{n\,x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}} \right] \cos\frac{n\,\pi\,y}{b} \end{aligned} \right\} \quad (91\ \text{III}$$

$$D = \frac{4\,q\,b^3}{\pi^4} \cdot \frac{2\,C}{B_2} \sqrt{\frac{B_1 B_2}{B_1 B_2 - H^2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left(\frac{1}{\alpha'} \sin\frac{n\,x}{\beta'} + \frac{1}{\beta'} \cos\frac{n\,x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}} \sin\frac{n\,\pi\,y}{b} \quad (92\ \text{III}$$

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= \frac{2\,q}{\pi} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(\alpha' \vartheta_1 \cos\frac{n\,x}{\beta'} + \beta' \varphi_1 \sin\frac{n\,x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}} \cos\frac{n\,\pi\,y}{b} \\ V_2 &= -\frac{4\,q\,b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[1 - \left(\cos\frac{n\,x}{\beta'} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{1}{m_1} B_2 - \frac{1}{m_2} B_1}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin\frac{n\,x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}} \right] \sin\frac{n\,\pi\,y}{b} \end{aligned} \right\} \quad (93\ \text{III}$$

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= -\left(V_1 + \frac{\partial D}{\partial y} \right)_{x=0} = -\frac{2\,q}{\pi} \alpha' \vartheta_1' \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \cos\frac{n\,\pi\,y}{b} \\ R_2 &= \left(V_2 + \frac{\partial D}{\partial x} \right)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{4\,q\,b}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \left[1 - \left(\cos\frac{n\,x}{\beta'} - \frac{H - \frac{1}{m_2} B_1}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin\frac{n\,x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}} \right] \end{aligned} \right\} \quad (94\ \text{III}$$

Dabei haben die Größen ϑ_1, φ_1, ϑ_1' dieselbe Bedeutung wie im II. Fall.

Für die Eckkraft $\hat{R}$ bekommt man denselben Ausdruck wie im I. Falle. Zerlegt man jetzt die Ausdrücke für M_1 und M_2 nach dem früheren Schema [(96) u. (97)], so ergibt sich derselbe Wert für $(M_2)_\infty$ und die Größen:

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left(\cos\frac{n\,x}{\beta'} - \frac{m_2 B_2 - H}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin\frac{n\,x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}} \cos\frac{n\,\pi\,y}{b} \\ \mathfrak{M}_2 &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left(\cos\frac{n\,x}{\beta'} + \frac{H - \frac{1}{m_1} B_2}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin\frac{n\,x}{\beta'} \right) b^{-\frac{n\,x}{\alpha'}} \cos\frac{n\,\pi\,y}{b} \end{aligned} \right\} \quad (98\ \text{III}$$

werden für

$$x \geq \frac{3}{2}\, b_{red} = \frac{3}{2} \cdot \frac{b}{\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}}}$$

[s. § 1 (12)] so klein, daß sie vernachlässigt werden können. Ganz ähnlich verhält sich der Ausdruck $V_2 = (V_2)_\infty + \mathfrak{V}_2$, in welchem $\mathfrak{V}_2$ jetzt den Wert:

$$\mathfrak{V}_2 = \frac{4\,q\,b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(\cos\frac{n\,x}{\beta'} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{1}{m_1} B_2 - \frac{1}{m_2} B_1}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin\frac{n\,x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}} \sin\frac{n\,\pi\,y}{b} \quad (101\ \text{III}$$

hat und bei wachsenden x gleich V_1 der Grenze Null zustrebt.

Die Differenz $R_2 - (V_2)_{y=\frac{b}{2}}$ verschwindet ebenfalls für große Werte von x, und R_2 nähert sich der Grenze $-\frac{q\, b_1}{2}$.

Die übrig gebliebenen Größen $|R_1|_{max}$, $\overline{R_1}$ und $\widehat{R}$ werden durch dieselben Ausdrücke wie im I. Fall bestimmt (Gl. 102 I, III bis 108 I, III).

In allen drei Fällen ist noch die Frage des Höchstwertes von M_1 unerörtert geblieben. Da sie offenbar mit Rücksicht auf die Festigkeitsberechnungen nicht ganz außer acht gelassen werden darf, so möge jetzt die Stelle, wo M_{1max} herrscht, und seine Größe näherungsweise für den II. Fall bestimmt werden.

Die Differentiation des Ausdruckes für M_1 (91. II) liefert:

$$\frac{\partial M_1}{\partial x} = \frac{2\, q\, b^2}{\pi^3 \gamma} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \times \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1 - \frac{n x}{\gamma}\left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1\right)\right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos\frac{n \pi y}{b}$$

Wie man sieht, existiert M_{1max} unter der Bedingung:

$$m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} > 1\,,$$

welche in der Regel erfüllt ist, da man in den betrachteten Fällen aus Zweckmäßigkeitsgründen nur Platten mit $B_2 \geq B_1$ verwendet. Aus der zweiten Bedingung $\frac{\partial M_1}{\partial y} = 0$ folgt für die gesuchte Stelle $y = 0$, daher muß x aus der Gleichung:

$$\sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{m_2} - \frac{n x}{\gamma}\left(\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{1}{m_2}\right)\right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} = 0$$

berechnet werden. Begnügt man sich infolge der starken Konvergenz dieser Reihe mit dem ersten Gliede derselben, so bekommt man den folgenden Näherungswert der gesuchten Wurzel:

$$x = \sim \frac{b}{\pi} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \cdot \frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{m_2}}{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{1}{m_2}}.$$

Wie leicht zu bemerken ist, würde dieser Ausdruck ein genauer Wert für das gesuchte x sein, wenn die Belastung nach dem Gesetze:

$$p = p_0 \cos\frac{\pi y}{b}$$

verteilt wäre. J e g r ö ß e r a l s o B_2 i m V e r h ä l t n i s z u B_1, d e s t o n ä h e r r ü c k t d i e S t e l l e d e s g r ö ß t e n M o m e n t e s M_1 a n d i e k u r z e S e i t e h e r a n. Beispielsweise bekommen wir bei $m_2 = 6$ und

$\frac{B_2}{B_1} =$	1	4	9
$\frac{x}{b} =$	0,446	0,266	0,205

Der entsprechende Näherungswert des Maximalmomentes ist

$$M_{1max} = \sim \frac{4}{\pi^3}\, q\, b^2 \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sin\frac{\pi b_1}{2 b} \cdot \left[1 + \frac{1}{2}\left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1\right) e^{-\frac{x_0}{\gamma}}\right]$$

wenn

$$\frac{x_0}{\gamma} = \frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{m_2}}{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{1}{m_2}}.$$

An Hand dieser Formel erhalten wir

für: $\frac{B_2}{B_1} =$	1	4	9
$\frac{M_{1max}}{q\, b^2} =$	$\frac{1}{28,1}$	$\frac{1}{69,1}$	$\frac{1}{111}$
$\frac{M_{1max}}{q'\, b} =$	$\frac{1}{18,3}$	$\frac{1}{44,0}$	$\frac{1}{70,6}$

Dabei bezieht sich die erste Zeile der gewonnenen Zahlen auf den Fall der vollständigen Belastung mit q (kg/m^2) und die zweite auf den anderen Fall der linienförmigen Belastung q' (kg/m) in der X-Achse. Im letzteren Falle wird der Annäherungsgrad der Berechnung offenbar niedriger sein müssen.

Im ganzen wird durch diese Zahlen nachgewiesen, daß d i e H ö c h s t w e r t e d e r M o m e n t e M_1 d e s t o k l e i n e r w e r d e n u n d d e s t o n ä h e r a n d i e k u r z e S e i t e r ü c k e n, j e g r ö ß e r B_2 i m V e r g l e i c h z u B_1 i s t. (Forts. folgt.)

BEITRAG ZUR BERECHNUNG VON FUNDAMENTEN.

Von Dr.-Ing. M. Geller, Câmpina (Rumänien).

Übersicht. Es wird nachgewiesen, daß ein ausschließlich auf Kippen beanspruchter Balken auf elastischer Unterlage infolge der Verdrehungsmomente solche Deformationen erleidet, daß die Längsachse der Grundfläche in unveränderter Lage bleibt und nur die einzelnen Querschnitte um dieselbe kippen. Die Gleichung für den Kippwinkel wird abgeleitet. Für einen Fundamentbalken von großer Länge erweist sich die Berücksichtigung der Balkenformveränderung als unerläßlich, da die Bodendrücke ganz beträchtlich größer sind als bei absoluter Starrheit.

Die statische Untersuchung eines auf K i p p e n beanspruchten Fundamentes von kleinen Abmessungen erfolgt bekanntlich unter der Annahme, daß das Diagramm der Bodenpressungen eine Ebene bildet. Hierbei wird die stillschweigende Voraussetzung gemacht, daß die Formänderung des Fundamentkörpers verschwindend klein im Vergleich zu derjenigen des Erdbodens ist, so daß ursprünglich ebene Fundamentflächen auch nach Eintritt des Gleichgewichtzustandes eben bleiben.

Wesentlich andere Ergebnisse erhält man aber, wenn die Fundamentabmessungen beträchtlich sind. Dann sind auch die Formveränderungen des Fundamentkörpers bedeutend, und dementsprechend weicht das Maß des Eindrückens in den Erdboden (und damit auch die Bodenpressung) stark ab, im Vergleich zum ersten Fall.

Die Untersuchung eines auf einer elastischen Unterlage ruhenden, auf K i p p e n beanspruchten Balkens[1]) wird am bequemsten in der Weise durchgeführt, daß man den Einfluß der K r ä f t e von demjenigen der M o m e n t e trennt. Bezieht man nämlich die Momente sämtlicher angreifenden Kräfte auf die Sohlenlängsachse, so erhält man eine Resultierende, die durch diese Achse hindurchgeht, und ein Kippmoment. Der Einfluß der ersteren kann nach der bisher bekannten Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage verfolgt werden. Es bleibt somit noch zu untersuchen, wie sich ein Balken auf elastischer Unterlage verhält, wenn an demselben Kippmomente angreifen.

Wir beschränken uns auf die Untersuchung von solchen B a l k e n, d e r e n L ä n g e g r o ß, d e r e n S o h l e n b r e i t e h i n g e g e n g e r i n g i s t. Infolgedessen darf man die Formveränderung

[1]) worüber, soweit Verfasser bekannt ist, bisher nirgends etwas veröffentlicht wurde, trotz der Wichtigkeit der Aufgabe, z. B. bei Untersuchung der Fundamente für die Torlaufschienen der Luftschiffhallen; auch sonst begegnet man aber in der Praxis Fällen, wo die vorliegenden Ableitungen nützen könnten, so z. B. im Falle eines durchgehenden Fundamentkörpers, in den eine Reihe von Stützen eingespannt ist, oder wenn Raumverhältnisse eine nur kleine Fundamentbreite gestatten usw.

des Querschnittes selbst vernachlässigen und den ganzen Balken als aus unendlich vielen, unendlich schmalen starren Scheiben zusammengesetzt ansehen, die sich wohl gegeneinander verschieben und verdrehen können, deren Form aber unverändert bleibt[2]).

Betrachten wir nun ein prismatisch ausgebildetes Fundament (Abb. 1) konstanten Querschnitts, das an irgend einer Stelle ξ (von einem zunächst willkürlich angenommenen Koordinatenanfangspunkt aus gemessen) durch ein Moment $\mathfrak{M}$ beansprucht wird, dessen Ebene senkrecht zur Fundamentlängsachse steht.

Abb. 1.

Nach Eintritt des Gleichgewichtszustandes sei der Querschnitt an der Stelle x um das Maß y (positiv nach unten) in den Boden hineingedrückt und um den Winkel α (positiv im Sinne von $\mathfrak{M}$) gegenüber der ursprünglichen Lage verdreht. Wird der Bodendruck σ proportional dem Maß der Eindrückung gesetzt, wobei der Proportionalitätsfaktor K (kg/cm³) ein Erfahrungswert ist, so ergibt sich als spezifischer Druck an der Stelle u von der Sohlenachse ab:

$$\sigma_u = K(y + u\alpha) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (1$$

Es ist dann die lotrechte, nach oben gerichtete Bodenpressung auf die Scheibe von der Stärke dx, wenn die Sohlenbreite = b ist,

$$dV = \int_{u=-\frac{b}{2}}^{u=+\frac{b}{2}} \sigma_u \, du \, dx = \int_{u=-\frac{b}{2}}^{u=+\frac{b}{2}} K(y + u\alpha)\, du\, dx = K y b \, dx \quad . . (2$$

und das Kippmoment der Bodendrücke für dieselbe Scheibe:

$$dM_K = \int_{u=-\frac{b}{2}}^{u=+\frac{b}{2}} \sigma_u u \, du \, dx = \int_{u=-\frac{b}{2}}^{u=+\frac{b}{2}} K(y + u\alpha)\, u\, du\, dx = K \frac{b^3}{12} \alpha \, dx \quad (3$$

Aus (2) erhält man als lotrechte Belastung p für die Längeneinheit der Fundamentachse

$$p = \frac{dV}{dx} = K y b$$

Die Gleichung der elastischen Linie für den auf Biegung beanspruchten Fundamentbalken, lautet, bekanntlich (infolge der Beziehung $\frac{d^2 M}{dx^2} = + p$):

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = - \frac{p}{EJ} = - \frac{Kb}{EJ} y.$$

Mit den Bezeichnungen

$$s = \sqrt[4]{4 \cdot \frac{E}{K} \cdot \frac{J}{b}}$$

und $\frac{x}{s} = \varphi$ ergibt sich das allgemeine Integral:

$$y = \left(A_1 e^{\varphi} + A_2 e^{-\varphi}\right) \cos\varphi + \left(B_1 e^{\varphi} + B_2 e^{-\varphi}\right) \sin\varphi \quad . . (4$$

[2]) Dieselbe Annahme liegt übrigens auch der Untersuchung des gewöhnlichen Balkens auf elastischer Unterlage zugrunde, wo man nur die Deformation der Länge nach ins Auge faßt.

Man erhält je eine Gleichung von der Form (4) für jede Strecke zwischen zwei Kippmomentenebenen (wir bezeichnen die Ebenen der angreifenden Kippmomente als „Knotenpunkte") sowie auch für die Endabschnitte. Wird der Balken durch N Knotenpunkte in N + 1 Abschnitte zerlegt, so ergeben sich insgesamt 4(N + 1) unbekannte Koeffizienten A und B. Zu ihrer Bestimmung stehen uns folgende Bedingungen zur Verfügung:

1. Für jeden der beiden Endquerschnitte muß $\frac{d^2 y}{dx^2}$ $\left(\text{welches} = - \frac{M}{EJ}\right)$, den Wert Null haben, da dort keine Biegungsmomente angreifen. Daraus erhält man zwei Bedingungsgleichungen.

2. Für jeden der beiden Endquerschnitte muß $\frac{d^3 y}{dx^3}$ $\left(\text{welches} = - \frac{Q}{EJ}\right)$ den Wert Null haben, da dort keine Querkräfte angreifen. Daraus erhält man wieder zwei Bedingungsgleichungen.

3. Für jeden Übergangsquerschnitt von einem Abschnitt zum anderen (also in den Knotenpunkten) müssen zwischen den Gleichungen der anschließenden elastischen Linien die Beziehungen bestehen:

$$y_{g-1} - y_g = 0; \qquad \frac{dy_{g-1}}{dx} - \frac{dy_g}{dx} = 0$$

$$\frac{d^2 y_{g-1}}{dx^2} - \frac{d^2 y_g}{dx^2} = 0 \text{ und } \frac{d^3 y_{g-1}}{dx^3} - \frac{d^3 y_g}{dx^3} = 0$$

(da ja die elastische Linie stetig sein muß und die Momente und Querkräfte, aus beiden elastischen Linien errechnet, denselben Wert haben müssen).

Man erhält somit 4 + 4 N = 4 (N + 1) lineare Gleichungen für die 4 (N + 1) Unbekannten. Da aber die rechten Glieder ausnahmslos = 0 sind, lauten die Lösungen A = B = ⋯ = 0 und y selber ist identisch Null. Es kommt also bei Beanspruchung durch ein Kippmoment kein Einsenken, sondern nur ein Kippen jedes Querschnittes um die Sohlenlängsachse in Betracht und jedes Fundamentstück von der Länge dx überträgt auf die benachbarten Querschnitte nur Verdrehungsmomente.

Ist an der Schnittstelle x das angreifende Verdrehungsmoment M_v (positiv, wenn es auf den mit $\mathfrak{M}$ zusammenhängenden Teil in demselben Sinn wirkt wie $\mathfrak{M}$), so ergibt eine einfache Überlegung die Beziehung

$$dM_v = dM_K = + K \frac{b^2}{12} \alpha \, dx \quad \ldots \ldots \ldots (5$$

Außerdem besteht zwischen M_v und α die Formveränderungsbeziehung:

$$d\alpha = + \frac{M_v \, dx}{G J_v} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (6$$

wo G den Gleitungselastizitätsmodul (kg/cm²) und J_v das „Verdrehungsträgheitsmoment" bedeuten (s. weiter unten).

Differentiert man (6) und berücksichtigt man gleichzeitig (5), sc erhält man die Grunddifferentialgleichung:

$$\frac{d^2 \alpha}{dx^2} = + \frac{1}{G J_v} K \frac{b^3}{12} \alpha = + m^2 \alpha \quad \ldots \ldots \ldots (7$$

wo

$$m^2 = \frac{K b^3}{12 \, G J_v} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots (8$$

Das allgemeine Integral der Gleichung (7) lautet:

$$\alpha = C_1 e^{mx} + C_2 e^{-mx} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (9$$

Damit ist die Aufgabe im Prinzip gelöst. Die Konstanten C_1 und C_2 sind aus Grenzbedingungen zu ermitteln.

Die Gleichung (9) ist an die Voraussetzung (5) gebunden, die besagt, daß die Verdrehungsmomente sich nicht sprunghaft verändern dürfen; sie ist also nur zwischen den

Knotenpunkten gültig. Besitzt der Fundamentbalken N Knotenpunkte, d. h. N + 1 Abschnitte, so sind auch (N + 1) Gleichungen von der Form (9) aufzustellen:

$$\left.\begin{aligned} \alpha_I &= C_1 e^{mx} + C_2 e^{-mx} \\ \alpha_{II} &= C_3 e^{mx} + C_4 e^{-mx} \\ &\dots\dots\dots\dots \\ \alpha_N &= C_{2N-1} e^{mx} + C_{2N} e^{-mx} \\ \alpha_{N+1} &= C_{2N+1} e^{mx} + C_{2N+2} e^{-mx} \end{aligned}\right\} \quad \dots\dots (10$$

Die 2 N + 2 Konstanten werden wie folgt ermittelt:

1. An den Knotenpunkten muß α, aus den Gleichungen der zwei anstoßenden Zweige errechnet, denselben Wert haben, also:

$$\alpha_{I(x=x_I)} = \alpha_{II(x=x_I)}; \quad \alpha_{II(x=x_{II})} = \alpha_{III(x=x_{II})} \text{ usw.} \quad \dots (11$$

Dadurch erhält man N Bedingungsgleichungen.

2. An den Balkenenden müssen die Momente den Wert Null bzw. vorgeschriebene Werte haben. Verlegt man den Koordinatenanfangspunkt nach dem einen Ende, z. B. dorthin, wo $\mathfrak{M}_0$ angreift, und wählt man den Drehsinn von $\mathfrak{M}_0$ als positiv, so ist an jener Stelle das Verdrehungsmoment $M_v = -\mathfrak{M}_0$ (damit Gleichgewicht herrscht), während beim Knotenpunkt N + 1 das Verdrehungsmoment $= +\mathfrak{M}_{N+1}$ ist. Es ergibt sich somit:

$$G J_v \left(\frac{d\alpha_I}{dx}\right)_{x=0} = -\mathfrak{M}_0, \quad G J_v \left(\frac{d\alpha_{N+1}}{dx}\right)_{x=x_{N+1}} = +\mathfrak{M}_{N+1}$$

wobei $\mathfrak{M}_0$ und $\mathfrak{M}_{N+1}$ auch = 0 sein können. Dadurch erhält man 2 Bedingungsgleichungen.

3. Die Unterschiede zwischen den Momenten unmittelbar vor und unmittelbar hinter den Knotenpunktsebenen müssen vorgeschriebene Werte (die angreifenden Momente) haben. Damit erhält man die noch fehlenden N Bedingungsgleichungen:

$$\left.\begin{aligned} \left(\frac{d\alpha_I}{dx}\right)_{x=x_I} - \left(\frac{d\alpha_{II}}{dx}\right)_{x=x_I} &= -\frac{\mathfrak{M}_I}{G J_v} \\ \left(\frac{d\alpha_{II}}{dx}\right)_{x=x_{II}} - \left(\frac{d\alpha_{III}}{dx}\right)_{x=x_{II}} &= -\frac{\mathfrak{M}_{II}}{G J_v} \\ &\dots\dots\dots\dots \\ \left(\frac{d\alpha_N}{dx}\right)_{x=x_N} - \left(\frac{d\alpha_{N+1}}{dx}\right)_{x=x_N} &= -\frac{\mathfrak{M}_N}{G J_v} \end{aligned}\right\} \quad \dots (12$$

Damit ist die Aufgabe vollständig gelöst.

Es möge nun ein verhältnismäßig einfacher Fall durchgerechnet werden, der sich oft von Nutzen erweist: Ein Balken von der Länge l sei an den Enden durch die Kippmomente $\mathfrak{M}_0$ und $\mathfrak{M}_1$ beansprucht.

Der Koordinatenanfang wird in den Knotenpunkt 0 verlegt. Die Bedingungsgleichungen für C_1 und C_2 lauten:

$$1) \quad G J_v \left(\frac{d\alpha}{dx}\right)_{x=0} = -\mathfrak{M}_0,$$

also:

$$G J_v m (C_1 - C_2) = -\mathfrak{M}_0$$

$$2) \quad G J_v \left(\frac{d\alpha}{dx}\right)_{x=l} = +\mathfrak{M}_1,$$

also:

$$G J_v m (C_1 e^{ml} - C_2 e^{-ml}) = +\mathfrak{M}_1$$

Daraus:

$$C_1 = (\mathfrak{M}_0 + \mathfrak{M}_1 e^{ml}) \frac{1}{\mu} \quad \dots\dots (13a$$

und

$$C_2 = (\mathfrak{M}_0 e^{ml} + \mathfrak{M}_1) \frac{e^{ml}}{\mu} \quad \dots\dots (13b$$

wo

$$\mu = m G J_v (e^{2ml} - 1) \quad \dots\dots (14$$

und die Gleichung (9) lautet dann:

$$\alpha = [(\mathfrak{M}_0 + \mathfrak{M}_1 e^{ml}) e^{mx} + (\mathfrak{M}_0 e^{ml} + \mathfrak{M}_1) e^{m(l-x)}] \frac{1}{\mu} \quad (15$$

An der Stelle x = 0 ist:

$$\alpha_0 = [(1 + e^{2ml}) \mathfrak{M}_0 + 2 e^{ml} \mathfrak{M}_1] \frac{1}{\mu} \quad \dots\dots (16a$$

und bei x = l ist:

$$\alpha_l = [2 e^{ml} \mathfrak{M}_0 + (1 + e^{2ml}) \mathfrak{M}_1] \frac{1}{\mu} \quad \dots\dots (16b$$

Ist $\mathfrak{M}_0 = \mathfrak{M}_1$, so ergibt sich:

$$\alpha_0 = \alpha_l = \mathfrak{M}_0 (1 + e^{ml})^2 \frac{1}{\mu} \quad \dots\dots (17$$

Ist $\mathfrak{M}_1 = 0$, so ist:

$$\alpha_0 = \mathfrak{M}_0 (1 + e^{2ml}) \frac{1}{\mu}$$

$$\alpha_l = \mathfrak{M}_0 \, 2 e^{ml} \frac{1}{\mu} \quad \dots\dots (18$$

Die Bodenpressungen σ werden unter Benutzung der Beziehung (1) ermittelt, wo y = 0 und $u = \frac{b}{2}$ (da ja die größten Pressungen gesucht werden) zu setzen sind. Man erhält z. B. unter Benutzung von (16a) bei x = 0:

$$\sigma_0 = \frac{K b}{2 \mu} [(1 + e^{2ml}) \mathfrak{M}_0 + 2 e^{ml} \mathfrak{M}_1] \quad \dots\dots (19$$

Ähnlich ist der Ausdruck für σ_l.

Im Spezialfall $\mathfrak{M}_1 = 0$ ist:

$$\sigma_0 = \frac{K b}{2} \left(\frac{e^{2ml} + 1}{e^{2ml} - 1}\right) \frac{\mathfrak{M}_0}{m G J_v} \quad \dots\dots (20$$

Bezeichnet man mit σ_r die „reduzierte" Bodenpressung, die man erhalten würde, wenn der Fundamentkörper absolut starr wäre, d. h.:

$$\sigma_r = \frac{6 \mathfrak{M}_0}{l b^2} \quad \dots\dots (21$$

so ergibt sich nach einer kleinen Zwischenrechnung für den Wert σ_0 aus Gleichung (20):

$$\sigma_0 = \sigma_r \nu \quad \dots\dots (22$$

wo

$$\nu = m l \frac{e^{2ml} + 1}{e^{2ml} - 1} \quad \dots\dots (23$$

Die Veränderlichkeit von ν mit m l ist in Abb. 2 dargestellt. Für $m l > 2$ ist hinreichend genau:

$$\nu = m l \text{ und } \sigma_0 = \sigma_r m l \quad \dots\dots (24$$

Die in den Gleichungen (18), (20), (22) und (24) enthaltenen Ergebnisse gelten auch für einen Fundamentbalken, der in der Mitte von einem Moment beansprucht wird, nur bedeuten dann l und $\mathfrak{M}_0$ die halbe Länge bzw. das halbe Kippmoment.

Für sehr große Längen ergibt die Gleichung (20):

$$\sigma_0 = \frac{6 \mathfrak{M}_0 m}{b^2} \quad \dots\dots (20a$$

d. h. die Bodenpressung wie für einen starren Fundamentkörper von der Breite b und der Länge $\frac{1}{m}$. Davon ausgehend, kann man oft die Dimensionierung des Fundamentes vornehmen (Ermittelung von m und somit auch von J_v aus gegebenem zulässigen Bodendruck σ_0).

Abb. 2.

Zahlenbeispiel.

Ein Betonfundament von der Länge L = 40,0 m und dem Querschnitt b = 2,0 m, h = 1,8 m, sei in der Mitte durch ein Kippmoment $\mathfrak{M}_0$ beansprucht. Es ist dann $l = \frac{L}{2} = 20{,}0$ m. Zur Errechnung von m brauchen wir noch die Koeffizienten G, J_v und K. Für den Gleitungsmodul G darf 0,4 E also

in diesem Fall rd. 40000 kg/cm² gesetzt werden. Das „Verdrehungsträgheitsmoment" J_v, das für die Formveränderungen infolge Verdrehung [vgl. Gleichung (6)] eine ähnliche Rolle spielt, wie das axiale Trägheitsmoment für Biegungsdeformationen, ist mit hinreichender Genauigkeit (für ein Rechteck) aus der Beziehung:

$$J_v = \frac{4 J_x J_y}{1{,}2 J_p} = \frac{b^2 h^3}{3{,}6 (b^2 + h^2)} \quad \ldots \ldots \ldots (25$$

zu ermitteln.

Die Konstante K hängt von der Bodenbeschaffenheit ab und wird gewöhnlich zwischen 3 und 8 kg/cm³ angenommen. Der größere Wert bedingt eine stärkere Abweichung der Bodenpressung σ_0 von der reduzierten Pressung σ_r. Rechnen wir das eine Mal mit K = 8 kg/cm³, so erhält man:

$$m = \sqrt{\frac{K b^3}{12 G J_v}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 3{,}6 (200^2 + 180^2)}{12 \cdot 4 \cdot 10^4 \cdot 180^3}} = \frac{0{,}864}{10^3} \left(\frac{1}{cm}\right)$$

$m\,l = 2000 \cdot \frac{0{,}864}{10^3} = 1{,}728$, $\nu = 1{,}84$, d. h. die tatsächliche Bodenpressung ist um 84 vH größer als diejenige bei absoluter Fundamentstarrheit. Mit K = 3 kg/cm³ erhält man: $m = \frac{0{,}529}{10^3}$, $m\,l = 1{,}058$ $\nu = 1{,}35$.

Noch wesentlich höhere Bodenpressungen erhält man im Falle, daß das Kippmoment an einem Fundamentende angreift. Es ist dann, mit L = 40,0 m und K = 8 kg/cm³, $m\,L = 4000 \cdot \frac{0{,}864}{10^3} = 3{,}456$, $\nu = 3{,}51$, d. h. man erhält eine 3,51-fach so große Bodenpressung als bei absoluter Fundamentstarrheit.

Für K = 3 kg/cm³ ergibt sich $m\,L = 2{,}116$ und $\nu = 2{,}18$.

Für die Errechnung des Kippwinkels an der Stelle, wo das Moment angreift, (wichtig bei Fundamenten für eingespannte Stützen, besonders bei Vorhandensein von Kranen), benutzt man (im Spezialfall des Zahlenbeispiels) die Gleichung (18). Hierbei empfiehlt sich die ungünstige Annahme eines kleinen K (etwa 3 kg/cm³), wodurch sich der Kippwinkel α verhältnismäßig groß ergibt.

Die vorstehenden Folgerungen gelten unter der Voraussetzung, daß in der Fundamentsohle sowohl Druck- als auch Zugspannungen aufgenommen werden können. Meistens liegt ja auch der Fall so, daß infolge der lotrechten Kräfte auf der ganzen Breite b Pressungen entstehen, die die aus $\mathfrak{M}$ herrührenden Zugspannungen überwiegen; dann können die für die Teilbelastungen ermittelten Sohlenspannungen ohne weiteres benutzt werden.

Entstehen aber insgesamt auf einer gewissen Fundamentbreite $\gamma\, b$ (wo $\gamma < 1$) Zugspannungen, so sind die ermittelten Pressungen nicht gültig, da sich ein Teil der Fundamentsohle abhebt. Es muß dann versuchsweise der Streifen der Sohle gesucht werden, der unter Druck bleibt. Für diesen Streifen sind die obigen Ableitungen gültig.

DER BRÜCKENBAU DER LETZTEN FÜNFZIG JAHRE.

Unter diesem Titel hat G. Lindenthal in der Jubiläumsnummer von Engineering News Record einen Aufsatz erscheinen lassen, der schon um des Verfassers willen beachtenswerter erscheint als die anderen Aufsätze dieser Nummer, die zwar alle von führenden Fachleuten geschrieben sind, aber Amerikanern, während wir Lindenthal noch immer gewissermaßen als einen der unsrigen zu betrachten gewohnt sind, weil er nicht nur seine Ausbildung der deutschen Wissenschaft verdankt, sondern auch stets mit ihr in geistiger Verbindung geblieben ist, obwohl er nun auch schon 50 Jahre in den Vereinigten Staaten tätig ist. Der Aufsatz sei hier auszugsweise wiedergegeben.

In der Mitte der siebziger Jahre stand der Brückenbau in glänzender Entwickelung. Die ersten großen Brücken waren von Telford, Stevenson usw. noch nach Faustformeln und auf Grund von Modellversuchen erbaut worden; dann hatten Schwedler, Culmann, Rankine u. a. die Grundlagen geschaffen, auf denen die Theorie des Brückenbaues beruht. Doch kam Rankines Theorie der versteiften Hängebrücke zu spät nach Amerika, um die Pläne für die Brooklyn-Brücke, die damals gerade gebaut wurde, noch zu beeinflussen. Im allgemeinen beherrschten hölzerne Howe-Träger bis zu 60 m Stützweite, manchmal mit hölzernen Bogen versteift, und hohe hölzerne Gerüstbrücken das Feld. Die zunehmende Knappheit des Holzes hat dies als Baustoff für Brücken verschwinden lassen, und auch die vornehme alte steinerne Bogenbrücke wird kaum noch gebaut; Eisen und Beton sind an ihre Stelle getreten.

Es ist wohl kein Zufall, daß die letzte und längste Bogenbrücke aus Stein die Eisenbahnbrücke über den Isonzo war, die, 86 m weit, 1905 gerade in der Gegend erbaut wurde, in der die Kunst des Bauens in Bruchstein seit Jahrhunderten besonders hoch entwickelt war, so daß Arbeiten von Einwohnern jener Gegend in ganz Europa zu finden sind. Wohl nur dort war es möglich, den großen Bogen so sorgfältig zu mauern, daß er schon binnen 48 Stunden nach dem Bogenschluß frei gesetzt werden konnte. Leider ist die schöne Brücke im Kriege 1916 zerstört worden.

Vor 50 Jahren brachte fast in allen Ländern der sehr rege Bau von Eisenbahnen dem Brückenbau zahllose Aufgaben; jetzt sind die meisten Länder mit Eisenbahnen genügend versorgt, so daß immer weniger neue Eisenbahnbrücken gebaut werden. Dafür werden jetzt mehr Straßenbrücken als je zuvor erbaut, um den Ansprüchen des Verkehrs mit Kraftwagen zu genügen. Die Fortschritte in der Theorie des Brückenbaues, im Eisenhüttenwesen, in der Prüfung und Bearbeitung des Materials haben ferner dazu geführt, daß der Bau von Brücken hinsichtlich der Belastungen und Beanspruchungen, der Güte des Baustoffes und der Arbeit durch mehr oder minder ähnliche Vorschriften ziemlich normalisiert worden ist.

Vor 50 Jahren wurde Gußeisen noch in großem Umfang im Brückenbau verwandt. Auf der Weltausstellung in Wien sah Lindenthal das Modell der Ohio-Brücke in Louisville mit ihren großen Finkschen Trägern aus gußeisernen Druckstäben und schmiedeeisernen Augenstäben für die Zugglieder. In den technischen Zeitschriften hier und drüben stritt man sich über die Vorzüge und Nachteile der vernieteten europäischen und der amerikanischen Bauweise mit Gelenkbolzen. Winkler in Berlin und Steiner in Prag auf der einen Seite, Charles Bender, Thomas C. Clark u. a. in den Vereinigten Staaten waren die Rufer im Streite. Später kam der Streit über die Vorzüge statisch bestimmter und unbestimmter Systeme. Doch waren die Verhältnisse in Europa und Amerika so verschieden, daß die verschiedenen Bauweisen durchaus berechtigt, ja notwendig waren. Die breiten, rasch veränderlichen Ströme, die großen Entfernungen zwischen Werk und Baustelle, die hohen Löhne und die Kapitalknappheit des Landes drängten alle in den Vereinigten Staaten darauf hin, den Bau möglichst zu beschleunigen; kein Brückentyp konnte die Gelenkbrücken in dieser Hinsicht übertreffen, konnten doch Träger von 90 bis 150 m Länge in wenigen Tagen soweit zusammengebaut werden, daß sie sich frei trugen. Die Ausgestaltung der Werkstätten, die Entwickelung der Aufstellungsverfahren (insbesondere die Einführung des Druckluftnietens) brachten es dann aber mit sich, daß die Aufstellung von genieteten Trägern europäischer Bauweise immer billiger wurde, so daß sie heute die Gelenkbolzenbrücken auf sehr große Stützweiten beschränkt haben. Dagegen werden wegen der niedrigeren Unterhaltungskosten für kleine Stützweiten jetzt vielfach Stein- oder Betonbauten vorgezogen.

Auch das Schweißeisen ist ganz durch Flußeisen verdrängt worden. Die Hoffnungen, daß dies einem noch edleren Material, etwa dem Nickelstahl, weichen würde, haben sich dagegen nicht erfüllt. Legierte Stahlsorten sind nur in einzelnen großen Brücken verwendet worden; merkwürdigerweise schon in der ersten Brücke aus Flußmaterial, die gerade damals im Bau war: Eads Bogenbrücke in St. Louis, die z. T. aus einem harten Chromstahl besteht. Diese Brücke ist in vieler Hinsicht ausgezeichnet: sie hat die erste und tiefste Luftdruckgründung in Amerika, bei der die Arbeiter unter 3½ at Luftdruck standen, die Bogen sind an den Enden eingespannt und wurden ohne Rüstung frei vorgebaut und haben den für Druckgurte so günstigen Röhrenquerschnitt; alle Baustoffe und Einzelteile wurden mit nie dagewesener Schärfe untersucht. Auch in künstlerischer Hinsicht ist die Brücke ein Meisterwerk. Die drei Stützweiten stehen in einem glücklichen Verhältnis zueinander, die mittlere ist etwas größer, so daß die Fahrbahn eine elegant geschwungene Linie ergibt; die flachen, schlanken Bogenrippen sind durch massive Granitpfeiler getrennt und durch gewölbte Flutöffnungen umrahmt. Lindenthal hatte noch Gelegenheit, über diese Brücke mit Jacob Linville, dem Vorsitzenden der Keystone-Bridge Company, zu sprechen, die den Überbau der Brücke ausgeführt hat, obwohl Linville wie andere hervorragende Brückenbauer den Entwurf scharf kritisiert hatte. Auch mit Eads und seinem getreuen Helfer Henry Flad konnte Lindenthal die Zeichnungen der Brücke durchsprechen. Eads hatte das wahre angeborene Genie des Ingenieurs und schuf noch viel bedeutende Bauwerke (so legte er den Grund zu der noch heute im Fortgang befindlichen Regulierung des Mississippi), er hat es vollauf verdient, daß sein Name in der Ruhmeshalle der Vereinigten Staaten, im Kapitol zu Washington, der Nachwelt überliefert wird.

Das gleiche Streben nach künstlerisch guter Wirkung hat auch bei dem andern großen Bauwerk jener Zeit, der Brooklyn-Brücke, den Ausschlag gegeben, daß die Kabeltürme in Stein ausgeführt wurden, obwohl Eisen billiger geworden wäre. Sie sind die letzten und größten ihrer Art. Ihre einfachen, massigen Formen geben der Brücke eine Wirkung, die den beiden benachbarten Hängebrücken fast gleicher Größe völlig fehlt.

Diese beiden Brücken sind auch Beispiele für die geschäftliche Moral jener Zeiten. Die Brooklyn-Brücke wurde aus öffentlichen Geldern erbaut. Damals war es üblich, daß die Politiker kurz vor den Wahlen einige Hundert Leute schickten, die als ,,Arbeiter'' eingestellt werden sollten und auch bis nach den Wahltagen auf den Lohnlisten standen. Die bauleitenden Ingenieure konnten nichts mit ihnen anfangen; man ließ sie herumsitzen und ihre Pfeife rauchen, und war zufrieden, wenn sie die eigentlichen Arbeiter in Ruhe ließen. Es war kein Wunder, daß die Brücke mehr als doppelt soviel kostete als veranschlagt war, und daß der Bau 14 Jahre dauerte. Die Brücke in St. Louis war ein Unternehmen von tatkräftigen Kapitalisten, die überzeugt waren, daß die Anlage dem Gemeinwohl diene und letzten Endes auch gewinnbringend sein werde. Aber monatelang nach der Fertigstellung der Brücke wurden die Eisenbahnwagen wie zuvor in Booten über den Fluß gesetzt. Mit Absicht wurde die Gesellschaft zum Bankerott getrieben. Die durch Genie und harte Arbeit geschaffenen Werte fielen alle einem großen Finanzmanne zu, vollständig ordnungsgemäß und nach dem Gesetze, wie es von den Rechtskundigen gelehrt wird.

Während der letzten 30 Jahre sind in Europa zahlreiche Anstrengungen gemacht worden, auch künstlerisch befriedigende Brücken zu bauen. Rhein und Elbe überspannen manche schöne Brücken: stolze Bogenbrücken in Koblenz und Mainz, turmgeschmückte Gitterbrücken in Straßburg und Mannheim[1]). Verschiedene Bogen-, Balken- und Auslegerbrücken zeigen geschmackvolle architektonische Behandlung.

[1]) Lindenthal schreibt hier Koblenz, doch ist das offenbar eine Verwechslung; auch sind die von ihm genannten Brücken meist älter.

Besondere Mühe gab man sich beim Bau zweier Brücken über die Donau in Budapest. Als Ergebnis eines internationalen Wettbewerbes liefen etwa 50 Entwürfe ein. Schließlich wurden beide Brücken nach Entwürfen von Regierungsingenieuren, die eine als Ketten-, die andere als Auslegerbrücke gebaut. So hübsch sie sind, sie lassen den Beschauer kalt neben der alten Kettenbrücke aus dem Jahre 1846 mit den prachtvollen steinernen Pylonen. Sonst sind in Europa in den letzten 50 Jahren größere Hängebrücken kaum gebaut worden; nur die 1916 fertiggestellte Hängebrücke in Köln ist zu erwähnen. Auch hier hat man sich die größte Mühe gegeben, ein schönes Bauwerk zu schaffen, doch scheint das nicht sehr geglückt zu sein. Die eisernen Portale sind schmucklos und ohne rechte Wirkung[2])[3]).

Die Towerbrücke in London, eine einzigartige Verbindung einer Hänge- und Klappbrücke, ist eine der wenigen Brücken mit steinernen Türmen aus den letzten 30 Jahren. Der Stein ist freilich nur Verkleidung; trotzdem geben die Türme der Brücke den monumentalen Charakter, der mit dem historischen Hintergrunde harmoniert. Daß Stahl und Eisen in den Händen eines geschickten Baumeisters kein kaltes ausdrucksloses Material sind, beweist der riesengroße und doch elegante Eiffelturm. Er drückt dem Beschauer klar aus, daß seine luftige Form keine schwere Last tragen soll, wie ein Brückenportal. Sonst müßte er eine massigere Form haben, wie die Türme der neuen Kettenbrücke in Budapest oder die Doppeltürme in Lindenthals erstem Entwurf für die Brücke über den Hudson, der schon 1888, vor dem Bau des Eiffelturmes, vorlag. Ein anderes für die französische Eleganz kennzeichnendes Bauwerk ist der gleichfalls von Eiffel erbaute Garabit-Viadukt, ein kühner Sichelbogen über eine tiefe Schlucht mit darüberliegenden Gitterträgern, die in fortlaufendem Zuge auf leichten Gitterstützen ruhen. Amerikanische Ingenieure hätten an einer solchen Stelle wohl eine Gerüstpfeilerbrücke gebaut.

In gewissem Gegensatz zu den eleganten französischen Brücken findet man bei vielen englischen Bauten eine gewisse Schwere der Form und die Neigung, die Kräfte durch wenige, massige Glieder aufzunehmen statt durch eine größere Zahl leichterer Stäbe. In diesem Sinne ist der englische Typ schon in den größeren alten Brücken erkenntlich, wie der Britannia- und der Saltash-Brücke. Doch gilt das auch für neuere Brücken, z. B. die Indusbrücke bei Sukkur und die Firth of Forth-Brücke. Diese ist durch den eigenartigen, kühnen Entwurf besonders bemerkenswert. Sie ist noch heute die größte eiserne Brücke. Die Linienführung kann künstlerisch nicht befriedigen; sie gibt nur den Eindruck brutaler Stärke. Ihr Bau geschah mehr nach den Arbeitsweisen des Schiff- als denen des Brückenbaues. Den örtlichen Bedingungen ist sie geschickt angepaßt. Doch wird aus wirtschaftlichen Gründen von dieser Brücke ebensowenig eine zweite Ausführung erfolgen wie von der Brooklyn-Brücke oder der St. Louis-Brücke. Die einzige Auslegerbrücke größerer Stützweite, die Quebec-Brücke, wurde in der Werkstatt und auf der Baustelle nach den amerikanischen Methoden hergestellt. Diese beiden Auslegerbrücken und die 5 Brücken über den East River in New York (3 Draht-

[2]) plain and featureless sagt Lindenthal.

[3]) Anmerkung der Schriftleitung: Diesem Urteil Lindenthals wird sich die Mehrzahl der deutschen Ingenieure kaum anschließen. Der von Lindenthal ausgesprochene Vergleich zwischen der Brooklyn Brücke und den benachbarten Hängebrücken mag für die dort bestehenden Verhältnisse zutreffen. Die kleineren Abmessungen der deutschen Hängebrücken bedingen doch andere Vergleichsmaßstäbe, und es ist sehr die Frage, ob Stein-Pylonen bei der Cölner Hängebrücke den leichtbeschwingten Charakter des Bauwerkes nicht beeinträchtigt hätten. U. E. gewährleisten die schlanken Eisen-Pylonen in Cöln besonders glückliche Maßstabs- und Materialeinheiten des ganzen Bauwerkes. Sie vermitteln durch ihre nur in Eisen mögliche Ausbildung als Pendelstützen und u. E. grade durch ihre rein sachliche Formgebung in besonders sinnfälligem und klarem Ausdruck den Ausgleich der Kräfte.

Im übrigen bietet sich auch in Deutschland mit der Kaiser-Brücke in Breslau ein neueres Vergleichs-Beispiel im Sinne Lindenthals, und die Cölner Hängebrücke kann u. E. diesen Vergleich wohl bestehen.

kabelbrücken, eine Ausleger- und eine Bogenbrücke) sind die schwersten und längsten Brücken der letzten 50 Jahre. Die neueste von ihnen, die von Lindenthal erbaute Bogenbrücke über das Hellgate[4]), ist für die schwersten bekannten Lasten berechnet, vier Reihen schwerster Lokomotiven auf Gleisen mit durchgehendem Schotterbett bei nur zwei Hauptträgern. Eine Drahtkabelbrücke größerer Stützweite ist z. Zt. in Philadelphia im Bau, sie wird die stärksten Kabel haben (75 cm Dmr.) Für zwei weitere große Hängebrücken in Detroit und Nagasaki liegen die Entwürfe vor. Die Sidney-Brücke in Australien, für die der Auftrag vor kurzem vergeben wurde, wird eine Bogenbrücke von 165 m Stützweite, in der Form eine Wiederholung der Hellgate-Brücke, jedoch mit nur halb so großer Nutzlast. Die größte und schwerste aller bis jetzt vorgeschlagenen Brücken wird aber die Hudson-Brücke in New York, eine Hängebrücke von 987 m Länge für eine breite Straße und viele Gleise werden.

Eine sehr wichtige Entwicklungsmöglichkeit im Brückenbau brachte der Eisenbetonbau. Zuerst nur hier und da für kleine Stützweiten verwandt, wurde er bald für immer größere und schwerere Bauten angewendet. Der Brückenbauer kann damit in vielen Fällen Brücken herstellen, die den eisernen durch ihre Dauerhaftigkeit, niedrige Unterhaltungskosten und architektonische Wirkung überlegen sind. Dabei lassen sich mit diesem Baustoffe Spannweiten von 180 m und darüber und hohe Viadukte ausführen.

Die erwachsende Kenntnis der Materialeigenschaften und Erfahrung in der Konstruktion und Verarbeitung und die immer genaueren theoretischen Kenntnisse gestatteten, die Wirtschaftlichkeit im Brückenbau erheblich zu steigern; doch brachte das unter dem Drucke des Wettbewerbes auch die Gefahr mit sich, daß das Vertrauen auf die Schärfe der Berechnung und die gleichmäßige Güte des Materials zu groß wurde und Teile zu schwach bemessen wurden. Die Folge waren mehr oder minder schwere Einstürze von Brücken, wie die der Tay-Brücke 1879, der Ashtabula-Brücke in Ohio 1876 und der Quebec-Brücke 1907 mit schweren Verlusten an Menschenleben. Bei allen drei Einstürzen ist die letzte Ursache doch wohl ein Fehler der Konstruktion gewesen, der dem zu weit gehenden Streben nach Sparsamkeit entsprungen war.

Ein Ingenieur muß oft einen hohen moralischen Mut beweisen, um dem Druck des Wettbewerbes, die Kosten auf das äußerste zu drücken, zu widerstehen. Der Einsturz von Brücken und Gebäuden, Pfeiler-Setzungen und -Unterspülungen, der Bruch von Talsperren sollte nicht der Vorsehung zur Last gelegt werden. Die Ingenieure haben oft Laien als Vorgesetzte, denen verschiedene Dinge wichtiger scheinen als Fragen der Sicherheit. Wenn diese einen Druck ausüben, um die Kosten zu verringern, sollte jeder Ingenieur die Verantwortung ablehnen. Sparsamkeit beim Entwurf ist durch wirklichen wissenschaftlichen Fortschritt zu suchen, darf aber nicht mißbraucht werden, um Gewinne zu erzielen oder als Entschuldigung für schlechte Arbeit. Wettbewerbe für die Entwürfe von Brücken nach sachgemäßen und erprobten Vorschriften haben gute Erfolge gebracht und sind zu begrüßen; aber Wettbewerbe, wie sie seit vielen Jahren besonders für Straßenbrücken unter der Leitung unwissender, oft bestechlicher Beamten stattgefunden haben, sind ein Übel. Glücklicherweise werden solche Auswüchse jetzt seltener.

Der wirkliche Fortschritt im Brückenbau in den letzten 50 Jahren ist an den amerikanischen Eisenbahnbrücken zu sehen. Denn da die Bahnen für alle Verluste haftbar sind, hatten sie allen Grund, die besten Brücken zu bauen, und seit den letzten 25 Jahren sind die amerikanischen Eisenbahnbrücken nirgends übertroffen worden in der Güte des Materials und der Arbeit.

Große Brücken, die Millionen von Dollars kosten, sind selten und werden noch seltener werden. Ihre Größe war noch nie begrenzt durch die Möglichkeit der Herstellung, sondern nur durch wirtschaftliche Überlegungen. Der Höhepunkt der Entwickelung für den Bau großer Brücken wird aber wahrscheinlich schon in den nächsten 50 Jahren erreicht werden, weil die Kosten für Eisen und Kohle ständig wachsen. Die Lager der Eisenerze werden lange vor den Kohlengruben erschöpft sein. Ihr Umfang ist ziemlich genau bekannt. Es ist aber kein anderer Stoff bekannt, der in gleicher Menge verfügbar wäre und entsprechende Festigkeit hätte, um das Eisen für den Bau von Brücken zu ersetzen. Mit der Erschöpfung der Kohlengruben wird dann auch die Herstellung des Portlandzementes aufhören. Dann werden wieder steinerne Brücken die einzig mögliche Form dauernder Brücken sein. Der Nachwelt wird also der Bau der Brücken in mancher Hinsicht ein Maßstab für die Entwickelung unserer Zivilisation sein, sicherer als uns der Bau von Häusern, Tempeln und Kirchen vergangener Zeiten. Denn die Einschränkung im Gebrauche des Eisens für Bauzwecke wird viel eher einsetzen, als bei seinen anderen Verwendungszwecken. Die großen Energiequellen der Natur, Kohle, Wasser, Wind, Flut und Ebbe, Sonnenwärme können alle nicht ausgenutzt werden ohne große Mengen von Eisen für die dazu nötigen Werkzeuge und Maschinen. Eiserne Brücken werden daneben als ein Luxusgegenstand erscheinen. Es wäre deshalb wünschenswert, wenn wenigstens einige gewaltige eiserne Brücken durch sorgfältige Unterhaltung einer fernen Nachwelt aufbewahrt würden als ein Denkmal unserer Zeit des Eisens.

Das ist im wesentlichen der Inhalt des Aufsatzes von Lindenthal. Es ist hinzuzufügen, daß er selbst stets in erster Linie tätig gewesen ist, wo es galt, den wissenschaftlichen Fortschritt zur Geltung zu bringen, daß er in zahlreichen Ausführungen — z. B. bei der Hängebrücke über den Mongahela in Pittsburg, einem seiner früheren Werke, bei der Hellgate-Brücke u. a. — und Entwürfen neben der technisch-wissenschaftlichen Seite auch die künstlerische Seite des Brückenbaues in vorbildlicher Weise zur Geltung gebracht hat, wenn er auch seine eigenen Verdienste in diesem Rückblick nicht erwähnt. Ob der Ausblick in die Zukunft ganz so trübselig ist, wie es nach den Ausführungen am Schluß scheint, sei dahingestellt. Vielleicht sind wir schon bald mit einer Leichtmetallegierung imstande, das Eisen weitgehend zu ersetzen. Es wäre aber sehr zu wünchen, daß Lindenthal noch die Muße fände, seine Erinnerungen und reichen Erfahrungen aufzuzeichnen, auch das wäre ein schönes Denkmal für ferne Zeiten.

Müllenhoff.

PROFESSOR H. BURCHARTZ ZUM SECHZIGSTEN GEBURTSTAG.

Seinen sechzigsten Geburtstag begeht am 27. Dezember d. J. der durch seine Forschungen im Materialprüfungswesen über seinen engeren Wirkungskreis im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem hinaus in wissenschaftlichen und Fachkreisen bekannte und geschätzte Professor Heinrich Burchartz, der bewährte Mitarbeiter von Gary und dessen Nachfolger in der Leitung der Abteilung für Baugewerbe im Dahlemer Institut.

Burchartz wurde am 27. Dezember 1964 als Sohn des Gärtnerei- und Baumschulenbesitzers J. Burchartz in Cöln a. Rh. geboren. Vom 6. bis 10. Lebensjahre besuchte er die Elementarschule, dann das Kölner Realgymnasium, das er im Jahre 1895 mit dem Zeugnis der Reife verließ. An der Technischen Hochschule Berlin studierte er Bauingenieurwissenschaften und wurde am 1. Juli 1889 Assistent an der damaligen Kgl. Prüfungsstation für Baumaterialien. Zehn Jahre später wurde er zum ständigen Mitarbeiter der inzwischen an die Kgl. mechanisch-technische Versuchsanstalt (jetziges Staat-

4) Bauingenieur 1923, S. 193.

liches Materialprüfungsamt) angegliederten Abteilung für Baumaterialprüfung ernannt. Nach dem Tode Garys im Jahre 1923 übernahm Burchartz die Leitung der seitdem Abteilung für Baugewerbe genannten Abteilung des Staatlichen Materialprüfungsamtes in Berlin-Dahlem.

Seine in mehr als 35 Jahren im Dienste der Materialprüfung gesammelten Erfahrungen und die Ergebnisse seiner Forschungen hat Burchartz in zahlreichen wissenschaftlichen Arbeiten niedergelegt, die teils in den „Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt", teils zerstreut in den Fachzeitschriften erschienen sind. Sie umfassen fast das gesamte Gebiet der Baustoff- und Materialprüfungskunde, sein Hauptverdienst ist aber auf dem Sondergebiet der Bindemittelkunde zu suchen. Dieser, die seinerzeit noch eine junge Wissenschaft war, hat er sich mit der ihn auszeichnenden Gründlichkeit gewidmet, und seine Untersuchungen haben dazu beigetragen, die Kenntnis von den Eigenschaften der Bindemittel als Mörtelbildner zu erweitern und die wissenschaftliche Erfassung der Bindemittelfrage zu fördern. Unter den hierher gehörigen Arbeiten ist sein Buch „Luftkalke und Luftkalkmörtel" hervorzuheben, in dem er den Kalkmörtel an Hand eines reichen Untersuchungsmaterials einer seine Vorzüge und Nachteile gerecht abwägenden Würdigung unterzieht, um zu zeigen, daß dieser Baustoff, dessen Vortrefflichkeit unsere alten Baudenkmäler bezeugen, auch im Zeitalter des Zements und Betons an seiner Bedeutung für das Bauwesen nichts eingebüßt hat. Burchartz Betätigung auf diesem Forschungsgebiet ist denn auch der Anlaß zu seiner Berufung in den Kalkprüfungsausschuß gewesen. Der Entwurf der in Kürze zur Einführung kommenden Kalknormen ist zu einem wesentlichen Teil sein Verdienst.

Nicht minder ist Burchartz in der Erforschung des Zements sowie des noch viel umstrittenen hydraulischen Zuschlages, des Trasses, durch Versuchsarbeiten und wissenschaftliche Darlegungen hervorgetreten. Seine in vielseitigen Abhandlungen veröffentlichten wissenschaftlichen Erfahrungen haben gleichermaßen dem Fortschritt in den Erkenntnissen auf diesem Gebiet wie in praktischer Auswertung namentlich auch der Ausbildung der Zement- und Traßnormen gedient. So war Burchartz der berufene Mitarbeiter in den betreffenden Normenausschüssen und nimmt zurzeit an deren Arbeiten zur Revision dieser Normen als wissenschaftlicher Berater bzw. Obmann teil.

Über dieses Sondergebiet hinaus beschäftigt sich eine weitere Reihe von Burchartz Arbeiten mit der Erkenntnis der Eigenschaften von Beton und Fertigerzeugnissen der Baustoffindustrie, wie Mauer- und Dachsteinen, Bodenbelagstoffen, Rohren usw. Ein reiches Tatsachenmaterial, das auf den Ergebnissen von im Dahlemer Materialprüfungsamt ausgeführten Prüfungen beruht, wird ausgewertet und Aufschluß über die für die Baupraxis so wichtige Frage der an die Baumaterialien zu stellenden Anforderungen gegeben. Bekannt ist sein Buch „Die Prüfung und die Eigenschaften der Kalksandsteine". Erwähnt seien auch die unter Burchartz Leitung im Auftrage der Kommission zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke, deren Mitglied er ist, erfolgten Untersuchungen dieser Schlackenart auf Eignung als Betonzuschlagstoff — Schlackenschotter und Schlackensand — sowie als Gleisbettungsstoff — Schlackenschotter —, deren Ergebnis für die Hüttenindustrie darum von ungemein wirtschaftlicher Bedeutung geworden ist, weil unter gewissen Voraussetzungen für die Eignung die im Hochofenbetriebe anfallende Schlacke, anstatt sie auf die Halde zu stürzen, nunmehr alsbald nach der Gewinnung nutzbar gemacht werden konnte und die Möglichkeit besteht, auch das Material alter Halden zu verwerten. Durch die planmäßig durchgeführten Versuche hat Burchartz die Anforderungen festgelegt, die an Hochofenschlacke für die gedachten Verwendungszwecke gestellt werden müssen. Dementsprechende Vorschriften sind dann auch in die bekannten vom Reichsverkehrsministerium eingeführten „Richtlinien für die Lieferung und Prüfung von Hochofenschlacke als Gleisbettungsstoff" übernommen.

Außer den bereits genannten Ausschüssen gehört Burchartz als Mitglied und zugleich als Vertreter des Dahlemer Prüfungsamtes noch dem Kuratorium für das Zement- und Mörteltechnische Institut der Technischen Hochschule Berlin, dem Sonderausschuß des Beirates für Zementwirtschaft, der Normensandkommission und anderen an. Mitarbeiter an mehreren, das Materialprüfungswesen behandelnden Werken, ist er im besonderen in der Bauwelt bekannt als Verfasser der Abschnitte über Baustoffkunde der „Hütte" und des „Betonkalenders".

Burchartz hat in zielbewußter Arbeit und mit zäher Arbeitskraft seine Persönlichkeit in die Dienste der Wissenschaft gestellt. Wir ehren in ihm den aufrechten und aufrichtigen Mann von schlichtem, freundlichem Wesen und vornehmer Geradheit, den lebensfreudigen frohsinnigen Menschen im Kreise seiner Freunde.

Möge dem Sechzigjährigen vergönnt sein, in körperlicher und geistiger Frische, die ihn auszeichnet, auch das biblische Alter zu erleben. Glück auf!

BESTIMMUNG DER EINZELPFAHLLASTEN BEI EINSEITIGER BELASTUNG VON GRÜNDUNGSPLATTEN.

Von Professor O. Colberg, Regierungsbaumeister a. D., Hamburg.

Übersicht. Bisher war es bei Gründungsplatten über Pfahlgruppen üblich, nur die Kantenpressungen der Platte rechnerisch nachzuweisen, während man die Pfähle mehr nach Gefühl anordnete, ohne sich über die Inanspruchnahme der einzelnen Pfähle zu vergewissern. Das neue Verfahren zeigt einen Weg, wie bei einseitiger Belastung von Pfahlgruppen die auf die einzelnen Pfähle entfallenden Lasten ermittelt werden können.

In vielen Fällen machen Steineinlagerungen im Untergrund Schwierigkeiten, die Pfähle an ihrer richtigen Stelle zu erhalten, sie weichen aus, stellen sich schief und werden unter Umständen unbrauchbar. Sind die Abweichungen nicht groß, so kann der Pfahl zwar als mittragend zählen, häufen sich aber diese Pfähle bei einer Gründung, so werden Zusatzpfähle erforderlich. Bisher hat man solche Zusatzpfähle meist nach Gefühl gesetzt, ein rechnerischer Nachweis unterblieb entweder aus Unkenntnis eines einschlägigen Verfahrens oder aus Bequemlichkeit. Das nachstehend beschriebene Verfahren soll hier eine Lücke ausfüllen. Vorausschickend wird bemerkt, daß dieser Nachweis, wenn man ihn auf bereits ausgeführte Arbeiten nachträglich anwenden wird, manchem Konstrukteur Überraschungen bringen dürfte; es würde sich zeigen, daß

sein Gefühl ihn in vielen Fällen über die Wirkung der Verrückung eines Lastangriffs aus dem Schwerpunkt der Pfahlgruppe oder umgekehrt in unerwarteter Weise im Stich ließ. Wir gehen von dem Gesichtspunkt aus, daß von Formänderungen der Grundplatte abgesehen werden kann, um das Verfahren nicht unnötig verwickelt zu gestalten. Dann erscheint die Gründungsplatte als eine Ebene, die den federnden Zusammendrückungen der einzelnen Pfähle als Funktionen ihrer Belastungen nach abwärts folgt. Es ist dabei also die stillschweigende Annahme gemacht, daß der Widerstand der Bodenmassen sich den Setzungen der Pfähle anpaßt. Diese Annahme erscheint zulässig, sie stellt nur eine höhere Sicherheit dar. Für stehende Pfahlgründungen ist sie ohne weiteres geboten, da hier die Mitwirkung der die Pfähle umgebenden Bodenmassen völlig ausscheidet. Ist P die Belastung eines Pfahles, l dessen Länge, E die Formänderungszahl seines

Grundriß der Pfahlverteilung. (Maße in cm.)

Baustoffes und F seine Querschnittsfläche, dann ist die Sackung z des Pfahles infolge der Last P:

$$z = \frac{P\,l}{E\,F} \quad \ldots \quad (1$$

Wenn x und y die Koordinaten eines Pfahlortes sind, an dem diese Durchsackung z eintritt, so lautet die Gleichung der Ebene:

$$z = a + b\,x + c\,y \quad \ldots \quad (2$$

Wenn Länge, Querschnitt und Formänderungszahl bei allen Pfählen gleich bleiben, so folgt für jeden einzelnen Pfahl die Gleichung:

$$\frac{P_n\,l}{E\,F} = a + b\,x_n + c\,y_n \quad \ldots \quad (3$$

die für alle Pfähle nacheinander angesetzt wird. In ihr sind a, b und c noch unbekannt. Zu ihrer Bestimmung stehen weitere Beziehungen zur Verfügung. Zunächst muß die Summe aller m Pfahllasten gleich der Gesamtangriffslast sein, somit:

$$\sum(P) = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + \cdots + P_m \quad \ldots \quad (4$$

gemäß Gl. (3) oder

$$\sum(P) = \frac{E\,F}{l}\left[m\,a + b\sum(x) + c\sum(y)\right] \quad \ldots \quad (5$$

Eine weitere Beziehung liefert uns der Momentensatz. Wir legen unser Koordinatensystem so, daß der Koordinatenanfang mit der Schlußkraft aller die Platte beanspruchenden äußeren Kräfte, also mit dem Angriffspunkt der Gesamtlast zusammenfällt. Dann verschwinden die Momente in bezug auf die x-Achse und auf die y-Achse. Wir erhalten so zwei weitere Gleichungen, und zwar in bezug auf die y-Achse:

$$P_1 x_1 + P_2 x_2 + P_3 x_3 + \cdots + P_m x_m = 0 \quad \ldots \quad (6$$

oder gemäß Gl. (3):

$$a\sum(x) + b\sum(x^2) + c\sum(x\,y) = 0 \quad \ldots \quad (7$$

entsprechend in bezug auf die x-Achse:

$$P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + \cdots + P_m y_m = 0 \quad \ldots \quad (8$$

oder gemäß Gl. (3) wieder:

$$a\sum(y) + b\sum(x\,y) + c\sum(y^2) = 0 \quad \ldots \quad (9$$

Zur Bestimmung der Werte a, b und c dienen die Gl. (5), (7) und (9), indem man, am besten in Form einer Tafelzusammenstellung, wie unten, die Werte

$$\sum(x),\quad \sum(y),\quad \sum(x^2),\quad \sum(y^2) \text{ und } \sum(x\,y)$$

aus den Koordinaten der einzelnen Pfahlorte bildet, und sie in die genannten 3 Gleichungen einsetzt. Sodann wendet man nacheinander für jeden Pfahl die Gleichung (3) an, in der jeweils als Unbekannte P_1 bzw. P_2 usw., die Last des betreffenden Pfahles, erscheint.

Ich hatte Gelegenheit, mehrere Schornsteingründungen nach diesem Verfahren durchzurechnen, deren eines Ergebnis hier folgen mag. Die Gesamtlast betrug hier 360 t, auf 9 Pfähle verteilt. Die ungünstigste Wirkung des Windes erzeugte eine Schlußkraftlage, wie sie aus der Abbildung ersichtlich ist, die auch die seitlichen Verschiebungen der Pfahlköpfe infolge der Steineinlagerungen im Untergrund wiedergibt. Die Eisenbetonpfähle erhielten Längen von 10 m bei einem Querschnitt von 30/30 cm.

Zufolge Gl. (1) ergibt sich:

$$z = \frac{P \cdot 1000 \cdot 1000}{140\,000 \cdot 30 \cdot 30} = \frac{P}{126}$$

wobei P in t ausgedrückt ist, l in cm, E in kg/cm², F in cm². Unter Zuhilfenahme der in der Tafel zusammengestellten Werte der Spaltensummen für x, y, x^2, y^2 und x y schreiben sich die Gleichungen (5), (7) und (9) wie folgt:

$$360\,000 = \frac{140\,000 \cdot 900}{1000}\,[9\,a + 345\,b + 240\,c] \quad \ldots \quad (5a$$

oder

$$2{,}857 = 9\,a + 345\,b + 240\,c \quad \ldots \quad (5b$$

bzw.

$$345\,a + 49\,373\,b + 12\,714\,c = 0 \quad \ldots \quad (7a$$

und

$$240\,a + 12\,714\,b + 22\,800\,c = 0 \quad \ldots \quad (9a$$

Aus diesem System ergeben sich:

$$a = 0{,}527, \quad b = -0{,}002\,63 \text{ und } c = -0{,}004\,08.$$

Nunmehr wird für jeden Pfahl mit seinen zugehörigen Koordinaten die Gleichung (3) angesetzt, die jetzt die Form erhält:

$$\frac{P \cdot 1000 \cdot 1000\text{ cm}}{140\,000 \cdot 900} = \frac{P}{126} = 0{,}527 - 0{,}002\,63\,x - 0{,}004\,08\,y \quad (3a$$

(wobei P in t ausgedrückt)

oder:

$$P = 66{,}377 - 0{,}331\,x - 0{,}514\,y \quad \ldots \quad (3b$$

Die Bestimmungsgleichungen für die Einzelpfahllasten lauten dann:

$$P_1 = 66{,}377 - 0{,}331 \cdot 35 - 0{,}514 \cdot 25 = 41{,}929 \text{ t}$$
$$P_2 = 66{,}377 - 0{,}331 \cdot 123 - 0{,}514 \cdot 40 = 5{,}053 \text{ ,,}$$
$$P_3 = 66{,}377 - 0{,}331 \cdot 40 - 0{,}514 \cdot 75 = 14{,}524 \text{ ,,}$$
$$P_4 = 66{,}377 - 0{,}331 \cdot 112 - 0{,}514 \cdot 85 = -14{,}436 \text{ ,,}$$
$$P_5 = 66{,}377 - 0{,}331 \cdot 35 - 0{,}514 \cdot (-30) = 70{,}201 \text{ ,,}$$
$$P_6 = 66{,}377 - 0{,}331 \cdot 115 - 0{,}514 \cdot (-20) = 38{,}550 \text{ ,,}$$
$$P_7 = 66{,}377 - 0{,}331 \cdot (-40) - 0{,}514 \cdot 25 = 65{,}782 \text{ ,,}$$
$$P_8 = 66{,}377 - 0{,}331 \cdot (-35) - 0{,}514 \cdot 70 = 41{,}988 \text{ ,,}$$
$$P_9 = 66{,}377 - 0{,}331 \cdot (-40) - 0{,}514 \cdot (-30) = 95{,}055 \text{ ,,}$$

Summe aller P = 359,646 t

Zusammenstellung.

Pfahl	x	y	x^2	y^2	x y	Pfahllast t
1	35	25	1 225	625	874	41,929
2	123	40	15 129	1 600	4 920	5,053
3	40	75	1 600	5 625	3 000	14,524
4	112	85	12 544	7 225	9 520	14,436
5	35	− 30	1 225	900	−1 050	70,201
6	115	− 20	13 225	400	−2 300	38,550
7	− 40	25	1 600	625	−1 000	65,782
8	− 35	70	1 225	4 900	−2 450	41,988
9	− 40	− 30	1 600	900	1 200	95,055
	345	240	49 373	22 800	12 714	359,646

Wie ersichtlich, erhält Pfahl 4 Zug. Zwischen ihm und den übrigen Pfählen muß eine Gerade bestehen, entlang welcher weder Druck noch Zug ausgeübt wird, eine Nullinie. Ihre Lage läßt sich unschwer ermitteln, indem man in Gl. (3b) $P = 0$ setzt und in ihr dann wechselweise $x = 0$ bzw. $y = 0$ setzt, je nachdem man die Abschnitte der Nullinie auf der y-Achse oder der x-Achse haben will. So gewinnt man den Abschnitt auf der x-Achse aus der Gleichung (3c) $66{,}377 = 0{,}331\,x$; woraus $x = 200{,}5$ cm, entsprechend aus Gl. (3d) $66{,}377 = 0{,}514\,y$; woraus $y = 129{,}0$ cm. In der Abbildung ist die so gewonnene Lage der Nullinie eingetragen.

Das Verfahren wird sich in vielen Fällen zur Nachprüfung von Zusatzpfählen empfehlen, zumal auch dann, wenn es sich um die Ermittelung von Drücken der Pfahlköpfe auf die äußersten Teile einer Grundplatte handelt.

BESTIMMUNG DER KANTENDRÜCKE VON MASCHINENGRÜNDUNGEN INFOLGE EINSEITIGER BELASTUNG DURCH DEN BETRIEB.

Von Professor O. Colberg, Regierungsbaumeister a. D., Hamburg.

Übersicht. Die konstruktive Durchbildung der Maschinengründungen erfolgte bisher zumeist in roher Weise. Dies hat seit Einführung schnellaufender Motore vielfach zu Fehlschlägen geführt, die sich teils an der Maschine und deren Lebensdauer, teils an benachbarten Gebäuden auswirkten. Den infolge der Betriebsbewegungen entstehenden Wechseln in den Kantendrücken des Gründungsklotzes auf den Untergrund wurde keine Beachtung geschenkt. Gerade sie wurden als Hauptursachen der Fehlschläge erkannt. Das hier beschriebene Verfahren zeigt einen Weg zur Ermittlung der Kantensohldrücke in den kritischen Kolbendurchgangslagen und unter Berücksichtigung der einseitigen Belastung der Bausohle.

Das Gebiet der Maschinengründungen hat mit der Einführung der Verbrennungskraftmaschinen und der schnelllaufenden Motoren eine ständig zunehmende Bedeutung erlangt. Dies um so mehr, seitdem die Gewichte der hin- und hergehenden Massen ins Gewaltige wuchsen. Die Zahl der Fehlschläge mehrt sich, doch dringt nur in seltenen Fällen etwas an die Öffentlichkeit, weil der Maschinenlieferant und oft, auf seine Veranlassung, auch der Bauherr nicht wünschen, daß der Fehlschlag bekannt wird. So bleiben meistens die Quellen zur Erforschung der Einzelheiten verschlossen. Anders, wenn die Gerichte die Sache zu schlichten haben, entweder, indem Bauherr und Maschinenlieferant wegen nicht einwandfreien Ganges der Maschine oder wegen Erschütterungen des Gebäudes in Streit geraten, oder aber, indem die Nachbarschaft Beschwerde erhebt wegen Belästigungen durch den Maschinenbetrieb, die sich durch Lärm, Stoßwirkungen und damit in Zusammenhang stehende Rissebildungen in deren Gebäuden kundtun. Hier werden Sachverständige herangezogen, die aber in vielen Fällen ihrer Aufgabe nicht gewachsen sind, denn es ist erstaunlich zu beobachten, wie wenig hier mitunter der eigentliche Kern der Sache getroffen, wie wenig überhaupt ein Zusammenarbeiten eigentlich maßgebender Fachleute herbeigeführt wird. Der Grund hierzu liegt in der durch obige Verhältnisse bedingten Unkenntnis einschlägiger Erfahrungen und der daraus herzuleitenden Richtlinien für die Anlage von Maschinengründungen überhaupt. Ich habe erstmalig im „Handbuch für Eisenbeton", III Band, III. Auflage [1]), eine Zusammenfassung solcher Richtlinien versucht, deren Lückenhaftigkeit ich mir indessen schon damals voll bewußt war, dennoch kann, was damals geschrieben wurde, im großen und ganzen sich auch heute noch als zutreffend behaupten.

Ist nun eine Maschinengründung fehlerhaft oder auch nur ungenügend, so zeigt sich dies, abgesehen von den unliebsamen Erschütterungen, meist auch noch in Lockerungen der Verankerungen, Schlagen des Maschinenrahmens auf dem Gründungsklotz, Heißlaufen, Fressen der Lager und geringerer Lebensdauer der Maschine. Bei den Erschütterungsübertragungen und damit zusammenhängenden Rissebildungen spielen oft noch Resonanzerscheinungen eine Rolle, wenn die Schwingungslänge einzelner Bauwerke oder -Teile auf Perioden der Maschinenschwingungen zufällig abgestimmt ist. Mehr als allgemein bekannt sein dürfte, haben solche Erscheinungen schon zum Abtrag ganzer Baulichkeiten infolge von Rissebildungen oder aber zum Stillegen der betreffenden Maschinenanlage, ja ganzer Elektrizitätswerke geführt. Als den schuldigen Teil sucht man mit Vorliebe zunächst den Unternehmer der Gründungsarbeiten heranzuziehen, der sich dann mit dem Maschinenlieferanten auseinandersetzt, ohne daß eine Klarstellung erfolgt. Ersterer hat nach den Plänen der Maschinenlieferanten gearbeitet, in denen meist unter dem wagerechten die Gründungssohle darstellenden Strich der Vermerk zu finden ist: „Von hier ab ist guter Baugrund vorausgesetzt". Hierin liegt das befreiende Wort für den Maschinenlieferanten und zugleich der Gefahrpunkt für den Unternehmer der Gründungsarbeiten. Er weiß nicht, mit welchen Drücken der Untergrund beansprucht wird, der Maschinenlieferant weiß es ebensowenig, da er sich selten die Mühe nimmt, dahinzielende Untersuchungen durchzuführen. Es wird sich immer mehr herausstellen, daß ein Zusammengehen des Bauingenieurs mit dem Maschineningenieur im praktischen Teil bzw. des Statikers mit dem Dynamiker im theoretischen Teil unerläßlich ist, wenn man für die Folge in Fällen zweifelhaften Baugrundes Fehlschläge vermeiden will. Genaue Kenntnis des Untergrundes ist hier Vorbedingung, insbesondere Aufschluß über die Grundwasserverhältnisse. Belastungsannahmen, die für Hochbauten allgemein gelten, müssen hier durch erheblich höhere Sicherheitswerte eingeschränkt werden, je nach Gattung der Maschine, je nach den Massenwirkungen ihrer hin- und her-, oder auf- und abgehenden schweren Teile. Wer sich ferner der Mühe unterzieht, einmal Schwerpunktslagen ausgeführter Maschinenanlagen auszurechnen, wird in den seltensten Fällen finden, daß diese Schwerpunkte auch nur in der Nähe der Schwerpunkte der Sohlfläche des Gründungsklotzes liegen, und gerade hierauf sollte weit mehr als bei Hochbauten der größte Wert gelegt werden, um von Haus aus ungleiche Bodenbelastungen auszuschalten. Ungleichheiten hierin stellen sich von selbst durch den Gang der Maschine ein, wie ein unten gezeigtes Beispiel dartun wird. Gerade der W e c h s e l i n d e n B e a n s p r u c h u n g e n d e r B a u s o h l e ruft die unerwünschten Erscheinungen hervor. Die Schwerpunktsverlegungen infolge der Verschiedenheiten der Kolbenstellungen treten in ihrer Wirkung weit zurück, wie ebenfalls aus dem Beispiel hervorgeht. Ich habe mich mit meinem Amtsbruder Herrn Professor Dr.-Ing.

[1]) Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin.

H. Bock als dem Dynamiker zu gemeinsamer Untersuchung einiger besonderen Fälle zusammengefunden, welche für beide Teile höchst belangreiche Ergebnisse zeitigte.

Nachstehend sei nun ein Verfahren zur Ermittlung der Kantendrücke eines Maschinengründungsklotzes gezeigt bei einseitiger Belastung, teilweise infolge Nichtübereinstimmung des Grundrisses des gemeinsamen Schwerpunktes von Maschine plus Gründungsklotz einerseits und Sohlflächenschwerpunkt anderseits, zum anderen Teile infolge der Einwirkungen der Massenkräfte und Fliehkräfte beim Maschinenbetrieb. Wir gehen dabei von demselben Grundsatz aus wie in meinem Aufsatz „Bestimmung der Einzelpfahllasten bei einseitiger Belastung von Gründungsplatten" (siehe Seite 25 dieses Heftes), indem wir von Formänderungen des Gründungsklotzes absehen und, wie damals bei Verwendung von Pfählen, hier bei pfahlloser Gründung die Annahme machen, daß die Einsenkungen des Bodens unter dem Gründungsklotz den jeweiligen örtlichen Sohldrücken proportional bleiben. Hiermit ist ausgedrückt, daß die Bausohle den Anforderungen der Gleichung einer Ebene entspricht, und zwar:

$$\sigma = a + b\,x + c\,y \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (1$$

Bei der stets erwünschten Massigkeit der Maschinengründungen im allgemeinen kann diese Annahme auch unbedenklich erscheinen, da weit auskragende dünne Platten in Eisenbeton, bei denen man Formänderungen berücksichtigen sollte, bei Maschinengründungen kaum vorkommen. Wir wollen ferner alle solchen Einflüsse ausscheiden, deren Wirksamkeit zwar anerkannt wird, die aber für die vorliegende Untersuchung entweder zu geringfügig sind, oder aber, weil ihre Berücksichtigung das Verfahren zunächst unnötig verwickelter gestalten würde. Hierzu gehören das Drehmoment der Kurbelwelle und Resonanzwirkungen. Ferner darf der Geradführungsdruck des Kreuzkopfes auf seiner Gleitbahn nicht als hier wirksame Kraft eingesetzt werden, da er eine Kraftwirkung darstellt, die als äußere Kraft nicht auftritt, sondern als eine solche, deren Gegenkraft sich in der Maschine selbst abspielt. Dieser Irrtum findet sich sogar in einem im übrigen sehr geschätzten Lehrbuch über Verbrennungskraftmaschinen als äußere Einflußkraft auf die Gründung der Maschine. Ein Segelboot wird doch auch nicht dadurch fortbewegt, daß man in ihm eine Luftpumpe aufstellt, mittels derer man das Segel anbläst.

Nach dem Komponentensatz muß die Summe aller die Bausohle drückenden Kräfte gleich der Summe der Bodenwiderstände sein. Ist d f ein Flächenelement der Bausohle, dann muß sein:

$$\sum(G) = \int \sigma\,df = a\int df + b\int x\,df + c\int y\,df \quad \ldots (2$$

Die beiden letzten Integrale stellen die statischen Momente der Fläche auf die y-Achse und auf die x-Achse dar. Legen wir den Koordinatenanfang in den Schwerpunkt S_f der Sohlfläche (s. Abb 1), so verschwinden diese beiden Glieder als gleich Null, und wir erhalten:

$$a = \frac{\sum(G)}{F}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (3$$

wenn F die Gesamtfläche der Bausohle darstellt. Der Gesamtschwerpunkt $S_{(m+k)}$ aller Maschinenteile plus Gründungsklotz möge die Koordinaten x_m bzw. y_m haben. Dann erhält man im Sinne des Momentensatzes bezogen auf die x-Achse die Gleichung:

$$\sum(G)\,y_m = \int \sigma\,y\,df = a\int y\,df + b\int x\,y\,df + c\int y^2\,df, \quad (4$$

in welcher das zweite Glied das Zentrifugalmoment Z_f der Sohlfläche F und das dritte deren Trägheitsmoment J_x darstellt, während das erste Glied Null wird. Wir erhalten:

$$\sum(G)\,y_m = b\,Z_f + c\,J_x \quad \ldots \ldots \ldots (5$$

Hierbei ist die Maschine in Ruhelage angenommen, u. zw. bei Kolbenstellung ungefähr in Zylindermitte. Wir müssen uns nun entscheiden, ob wir eine Maschine mit liegender oder mit stehender Wirkungsweise betrachten wollen. In beiden Fällen treten zu den statischen Wirkungen noch dynamische hinzu, bei den stehenden Maschinen die Massenkräfte der auf- und abgehenden Teile und die Fliehkräfte der umlaufenden, bei den Maschinen mit liegender Wirkungsweise die wagerecht gerichteten Massenkräfte und wiederum die Fliehkräfte der umlaufenden Massen. Die linke Seite der Gleichung (4) wäre somit nur haltbar bei einer Maschine mit liegender Wirkungsweise, und zwar auch nur für den Bewegungszustand, in dem die Massenkräfte der hin- und hergehenden Teile ihre Höchstwerte erreichen, d. i. in den beiden Außenlagen des Kolbens, weil in diesen Augenblicken lotrechte Kräfte nicht auftreten. Die zwar auch bei liegender Maschine in lotrechter Richtung noch auftretenden Fliehkräfte der umlaufenden Massen, die doch dann die Gl. (4) und (5) beeinflussen müßten, wenn diese Kräfte außerhalb der x-Achse angreifen, können wir ausschalten, weil die bezügliche Wirkung erst mit $^1/_4$ Umdrehung später auftritt. Wir beschränken uns im vorliegenden Fall auf die Betrachtungen einer liegenden Maschine nach Abb. 2 und ermitteln zunächst die Einflüsse der beiden Totlagen des Kolbens auf die Gesamt-Schwerpunktslage im Ruhezustand. Bezeichnet man mit G_h das Gewicht der hin- und hergehenden Massen, einschließlich $^2/_5$ des Gewichts der Pleuelstange, mit G_u das der umlaufenden Massen (Kurbelwangen, Kurbelzapfen, Stangenkopf, restliche $^3/_5$ der Pleuelstange), ferner mit G das Gesamtgewicht von Maschine plus Gründungsklotz, mit r den Kurbelhalbmesser und mit ϱ den Schwerpunktsabstand der umlaufenden Teile von Kurbelmitte, dann beschreibt bekanntlich der Gesamtschwerpunkt der in Betrieb befindlichen Maschine eine Ellipse mit lotrechter Ebene, deren große Achse α bzw. kleine β sich aus den Gleichungen ergeben:

$$\alpha = \frac{G_h\,r + G_u\,\varrho}{G} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (6$$

und

$$\beta = \frac{G_u}{g}\,\varrho. \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots (7$$

Abb. 1.
Grundriß des Gründungsklotzes mit Eintragung der wechselnden Kantendrücke.

Abb. 2. Aufriß.

Für uns ist β ohne Belang, wohl aber die große Achse α, obwohl wir beim Zahlenbeispiel sehen werden, daß deren Einfluß nur gering ist. Unser gemeinsamer Schwerpunkt erhält also in den beiden Totlagen die Koordinatenberichtigungen $x_m + \alpha$ statt x_m bei Lage des Kolbens auf der Kurbelseite bzw. $x_m - \alpha$ bei dessen Lage am Zylinderdeckel (vgl. Abb. 1). Unter Beziehung auf Abb. 2 und unter Benutzung der üblichen maschinentechnischen Bezeichnungen stellt sich die Massenkraft der hin- und hergehenden Teile beim Durchgang durch die rechte Totlage auf:

$$K_h^r = \frac{G_h}{g}\left(1+\frac{r}{l}\right)\left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 r, \quad \ldots \quad (8$$

bzw. beim Durchgang durch die linke auf:

$$K_h^l = \frac{G_h}{g}\left(1-\frac{r}{l}\right)\left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 r, \quad \ldots \quad (9$$

wobei l die Länge der Pleuelstange und n die Umlaufzahl je Minute bedeuten. Hierbei ist vorausgesetzt, daß Auswuchtungen an der Maschine nicht vorgenommen werden. Unter dieser Voraussetzung erhöhen sich die beiden K-Werte noch um die Beträge der Fliehkräfte der umlaufenden Massen, nämlich um:

$$K_f = \frac{G_u}{g}\left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 \varrho. \quad \ldots \quad (10$$

Ist h die Höhe der Zylinderachse über der Bausohle, so können wir, entsprechend der Gl. (4), aber auf die y-Achse bezogen, nunmehr die Gleichung aufstellen:

$$\sum(G)(x_m - a) + (K_h^r + K_f)\,h = a\int x\,df + b\int x^2\,df + c\int x\,y\,df \quad (11$$

Natürlich muß hier das Vorzeichen der Koordinaten streng beobachtet werden. Nach unserer Abb. 1 dreht z. B. $\sum(G)$ mit dem Hebelarm $(x_m - a)$ nach links, während die K-Kräfte nach rechts drehen. Da in Gl. (11) der Ausdruck $a\int x\,df = 0$ wird, kann man schreiben:

$$\sum(G)(x_m - a) + (K_h^r + K_f)\,h = b\,J_y + c\,Z_f. \quad \ldots \quad (12$$

Aus den Grundabmessungen des Klotzes in Abb. 1 lassen sich J_x, J_y und Z_f bestimmen. Aus Gl. (3) war a bekannt, aus Gl. (5) und (12) lassen sich die letzten Unbekannten b und c errechnen. Nunmehr wird Gl. (1) benutzt, um nach einander alle Kantendrücke zu ermitteln, indem man die Koordinaten der einzelnen Bausohleneckpunkte in diese Gleichung einsetzt. Sehr erwünscht ist noch die Kenntnis der Lage der Nullinie, die sich im Zahlenbeispiel in Abb. 3 vorfindet. Ihre Lage ist leicht erkenntlich, da in ihr die Bodenpressungen gleich Null werden. Ihr Schnittpunkt mit der x-Achse wird dann aus Gl. (1) gefunden, indem man außer $\sigma = 0$ auch $y = 0$ setzt. Entsprechend findet man auch den Schnittpunkt auf der y-Achse.

Bei Maschinen mit stehender Wirkungsweise ist das Verfahren ohne weiteres anwendbar unter Berücksichtigung folgender Punkte:

1. In den Gleichungen 4 und 5 muß die linke Seite für den Fall I um die Werte $K_h + K_f$, die aus den Gleichungen 8 und 10 zu gewinnen sind, vermehrt werden; entsprechend wäre für den Fall II ein Abzug von $K_h + K_f$ zu machen, wobei aber dann K_h aus Gleichung 9 zu bestimmen wäre. Die Gleichungen 11 und 12 erfahren dann sinngemäße Änderungen.
2. Anstatt α aus Gleichung 6 kommt β aus Gleichung 7 zur Anwendung, also die nunmehr kleine Achse der fraglichen Ellipse.

Sind Auswuchtungen an der Maschine vorgenommen, so sind sie sinngemäß zu berücksichtigen. Erstrecken sie sich nur auf die umlaufenden Massen, so wird einfach K_f in Gleichung 10 gleich Null.

Zahlenbeispiel.

Gegeben sei ein Dieselmotor liegender Wirkungsweise mit zugehörigem Gründungsklotze nach Abb. 1 u. 2 mit folgenden maschinellen Einzelheiten:

Gewicht der Maschine samt Schwungrad $G_m = 32$ t.
Gewicht des Gründungsklotzes (Stampfbeton) 19,5 m³ je 2,1 t, somit rd $G_k = 41$ t.
Kolbengewicht 0,6 t.
Gewicht der Pleuelstange 0,3 t; ihre Länge l = 1 m.
Gewicht der Kurbel samt Zapfen 0,15 t.
Kurbelhalbmesser r = 0,32 m.

Daher Gewicht der hin- und hergehenden Massen:

$$G_h = 0{,}6 + \frac{2}{5}\cdot 0{,}3 = 0{,}72 \text{ t} \quad \text{und}$$

Gewicht der umlaufenden Massen $G_u = 0{,}15 + \frac{3}{5}\cdot 0{,}3 = 0{,}33$ t.
Abstand des Schwerpunktes der umlaufenden Teile von Wellenmitte $\varrho = 0{,}24$ m.
Umlaufzahl n = 120 je Minute.
Höhe der Welle über der Gründungssohle h = 2,55 m.

Dann stellt sich die Massenkraft der hin- und hergehenden Teile zufolge (Gl. 8) auf:

$$K_h = \frac{G_h}{g}\left(1 \pm \frac{r}{l}\right)\left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 r = \frac{0{,}72}{9{,}81}\left(1 \pm \frac{0{,}32}{1{,}0}\right)\left(\frac{2\pi\cdot 120}{60}\right)^2\cdot 0{,}32$$

und zwar wird in der rechten Totlage:

$$K_h^r = 4{,}866 \text{ t},$$

bzw. in der linken Totlage:

$$K_h^l = 2{,}504 \text{ t}.$$

Die Fliehkraft der umlaufenden Massen wird zufolge (Gl. 10):

$$K_f = \frac{G_u}{g}\left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 \varrho = \frac{0{,}33}{9{,}81}\left(\frac{2\pi\cdot 120}{60}\right)^2\cdot 0{,}24 = 1{,}267 \text{ t}.$$

Legt man den Koordinatenanfang in den Schwerpunkt S_f der Sohlfläche des Gründungsklotzes, so wird nach den Maßen der Abb. 1 das auf die y-Achse bezogene Trägheitsmoment $J_y = 21{,}62$ m⁴ und das auf die x-Achse bezogene $J_x = 7{,}07$ m⁴, während sich das Zentrifugalmoment stellt auf $Z_f = 2{,}21$ m⁴ und die Sohlfläche F = 120,2 m². Die Koordinaten des Schwerpunktes $S_{(m+K)}$ von Maschine samt Gründungsklotz stellen sich im Ruhezustand der Maschine nach Abb. 1 auf $x_m = -0{,}13$ m bzw. $y = -0{,}28$ m. Im Betrieb wird x_m beim Durchgang durch die linke Totlage um α vermehrt, d. h. $S_{(m+K)}$ rückt um α weiter nach links, bei der rechten Totlage wandert $S_{(m+K)}$ um α entsprechend nach rechts. Laut Gleichung (6) wird:

$$\alpha = \frac{G_h\,r + G_n\,\varrho}{G} = \frac{0{,}72\cdot 0{,}32 + 0{,}33\cdot 0{,}24}{32+41} = 0{,}004\,24 \text{ m}$$

Abb. 3. Grundriß.

Der Einfluß ist somit gering.

Nunmehr sind alle Werte ermittelt zur Bestimmung von a, b und c für Gl. (1). Zufolge Gl. (3) wird:

$$a = \frac{\sum(G)}{F} = \frac{73 \text{ t}}{120{,}2 \text{ m}^2} = 6{,}08 \text{ t/m}^2;$$

zufolge Gl. (5) erhalten wir:

$$\sum(G)\,y_m = b\,Z_f + c\,J_x$$

oder (Gl. 5a):

$$73 \text{ t}(-0{,}28 \text{ m}) = b\cdot 2{,}21 + c\cdot 7{,}07 = -20{,}44 \text{ mt},$$

Von hier ab müssen wir uns entscheiden, welchen der beiden Fälle wir zunächst behandeln wollen, ob den des Durchgangs des Kolbens durch die rechte Totlage (am Zylinderdeckel) oder durch die linke (nach oer Kurbel zu).

Fall I. Kolben nach rechts, am Zylinderdeckel.

Gl. (12) lieferte:

$$\sum (G)(x_m + \alpha) + (K_h + K_f)\,h = b\,J_y + c\,Z_f$$

oder Gl. (12a):

$$73\,t\,(-0{,}13\,m + 0{,}0042\,m) + (4{,}866\,t + 1{,}267\,t) \cdot 2{,}55\,m = b \cdot 21{,}62 + c \cdot 2{,}21 = 6{,}441\,mt.$$

Aus dem System der Gleichungen (5a) und (12a) errechnet sich $c = -3{,}082$ und $b = +0{,}6124$. Gleichung (1), die uns die Bodenstücke σ liefert, wenn wir in ihr die Koordinaten x und y irgend eines Sohlflächenpunktes einsetzen, schreibt sich nunmehr:

(1a): $\sigma = 6{,}08 + 0{,}612\,x - 3{,}082\,y.$

Wir erhalten für die Eckpunkte unseres Maschinenklotzes folgende Sohlstücke:

A: $\sigma = 6{,}08 + 0{,}612 \cdot 2{,}39 - 3{,}082\,(-1{,}355) = 11{,}72\ t/m^2 = 1{,}17$ at
B: $\sigma = 6{,}08 + 0{,}612 \cdot 2{,}39 - 3{,}082 \cdot 1{,}07 = 4{,}25\ t/m^2 = 0{,}43$ at
C: $\sigma = 6{,}08 + 0{,}612\,(-0{,}10) - 3{,}082 \cdot 1{,}64 = 0{,}97\ t/m^2 = 0{,}10$ at
D: $\sigma = 6{,}08 + 0{,}612\,(-1{,}60) - 3{,}082 \cdot 1{,}64 = 0{,}046\ t/m^2 = 0{,}005$ at
E: $\sigma = 6{,}08 + 0{,}612\,(-2{,}71) - 3{,}082 \cdot 1{,}07 = 1{,}12\ t/m^2 = 0{,}11$ at
F: $\sigma = 6{,}08 + 0{,}612\,(-2{,}71) - 3{,}082 \cdot 0{,}12 = 4{,}05\ t/m^2 = 0{,}41$ at
G: $\sigma = 6{,}08 + 0{,}612\,(-1{,}95) - 3{,}082\,(-1{,}355) = 9{,}06\ t/m^2 = 0{,}91$ at

Die Lage der Nullinie I (s. Abb. 3) gewinnen wir ebenfalls durch (Gl. 1a), indem wir $\sigma = 0$ setzen und außerdem, zur Gewinnung des Abschnitts auf der x-Achse, $y = 0$. Für diesen Fall wird:

$$0 = 6{,}08 + 0{,}612\,x, \text{ woraus } x = -9{,}97\,m.$$

Entsprechend erhalten wir y aus der Gleichung:

$$0 = 6{,}08 - 3{,}082\,y; \text{ woraus } y = 1{,}97\,m.$$

Die wichtigste Aufgabe ist in der Bestimmung des Wechsels der Bodendrücke zu erblicken. Wir untersuchen daher

Fall II. Kolben nach links, nach der Kurbel zu.

Es war: $K_h^l = 2{,}504\,t$ und $K_f = 1{,}267\,t.$

Dann lautet hier Gl. (12) als Gl. (12b):

$$73\,t\,(-0{,}13 - 0{,}0042) - 3{,}771 \cdot 2{,}55 = b \cdot 21{,}62 + c \cdot 2{,}21 = -19{,}413.$$

Aus dem System der Gleichungen (5a) und (12b) ergeben sich:

$$b = -0{,}623 \text{ und } c = 2{,}696.$$

Wir erhalten die Ecksohldrücke:

A: $\sigma = 6{,}08 - 0{,}623 \cdot 2{,}39 - 2{,}696\,(-1{,}355) = 8{,}26\ t/m^2 = 0{,}83$ at
B: $\sigma = 6{,}08 - 0{,}623 \cdot 2{,}39 - 2{,}696 \cdot 1{,}07 = 1{,}70\ t/m^2 = 0{,}17$ at
C: $\sigma = 6{,}08 - 0{,}623 \cdot (-0{,}10) - 2{,}696 \cdot 1{,}64 = 1{,}72\ t/m^2 = 0{,}17$ at
D: $\sigma = 6{,}08 - 0{,}623 \cdot (-1{,}6) - 2{,}696 \cdot 1{,}64 = 2{,}66\ t/m^2 = 0{,}27$ at
E: $\sigma = 6{,}08 - 0{,}623 \cdot (-2{,}71) - 2{,}696 \cdot 1{,}07 = 4{,}88\ t/m^2 = 0{,}49$ at
F: $\sigma = 6{,}08 - 0{,}623 \cdot (-2{,}71) - 2{,}696 \cdot 0{,}12 = 7{,}45\ t/m^2 = 0{,}75$ at
G: $\sigma = 6{,}08 - 0{,}623 \cdot (-1{,}95) - 2{,}696\,(-1{,}36) = 10{,}96\ t/m^2 = 1{,}10$ at

Für die Nullinie II ergeben sich die Schnittpunktkoordinaten:

$$x = 9{,}76\,m; \quad y = 2{,}26\,m$$

(vgl. Abb. 3).

Im Grundriß, Abb. 1, sind in den Eckpunkten beide Drücke eingetragen, und zwar bedeutet die rechte Zahl den Bodendruck bei Durchgang des Kolbens durch die rechte Kolbenlage und umgekehrt. Wir erkennen, daß infolge des Kolbenwechsels folgende Entlastungen bzw. Mehrbelastungen, in Hundertsteln ausgedrückt, auftreten:

In	Entlastung		Mehrbelastung	
A:	29	vH.	41	vH
B:	60	,,	153	,,
C:	41	,,	70	,,
D:	98	,,	3400	,,
E:	78	,,	350	,,
F:	47	,,	88	,,
G:	17	,,	21	,,

Im vorliegenden Falle durfte der Boden nur mit etwa 0,6 at in Anspruch genommen werden, und zwar für ruhende Belastungen wie bei Hochbauten. Das Beispiel zeigt den erheblichen Einfluß dynamischer Wirkungen, die in den Ecken A, F und G für Maschine und Gebäude katastrophal wurden.

Das ganze Verfahren ist im übrigen ohne weiteres auch anwendbar, wenn dynamische Wirkungen nicht auftreten, sondern es sich nur um die Bestimmung der Kantendrücke einseitig belasteter Gründungen handelt. Bei unregelmäßigem Grundriß dürfte das Verfahren auch dann manchem anderen an Einfachheit überlegen sein.

ALBERT EDUARD TOEPFFER †.

Am 13. Dezember 1924 ist unser Ehrenmitglied, Kommerzienrat Albert Eduard Toepffer, zwei Tage nach Vollendung des 83. Lebensjahres, in Stettin gestorben. Wieder einmal gilt es Abschied zu nehmen von einem Mann, dessen Leben köstlich gewesen, weil es Mühe und Arbeit gewesen, von einem Führer der Zementindustrie und der Betonindustrie. In der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. Mai 1920 wurde Albert Eduard Toepffer einstimmig zum Ehrenmitglied des Deutschen Beton-Vereins ernannt „in dankbarer Anerkennung seiner großen Verdienste um den Verein, den er im Jahre 1898 mit einigen Freunden und Fachgenossen zusammen gegründet und den er seit der Gründung als Vorstandsmitglied und stellvertretender Vorsitzender in 23 Jahre langer aufopfernder Tätigkeit und durch den reichen Schatz seiner Erfahrungen gefördert und unterstützt hat, ferner in Würdigung seiner erfolgreichen Tätigkeit für die Beton- und Eisenbetonbauweise und die Betonwerksteinherstellung in Deutschland."

Hier ist mit kurzen Worten gesagt, was Albert Eduard Toepffer für den Deutschen Beton-Verein und für die Industrie war, der er angehörte. An seinem 80. Geburtstag haben wir es in dieser Zeitschrift näher dargelegt. Schmerzlich bewegt nehmen wir jetzt Abschied von unserm Ehrenmitglied, voll Dankbarkeit und Stolz zurückschauend auf das abgeschlossene Lebenswerk, dessen Inhalt reich war und das nicht untergehen, sondern über das Grab hinaus fortbestehen wird. Was Albert Eduard Toepffer uns war, wird unvergänglich und dem Deutschen Beton-Verein, zu dem er stets so treu stand, unvergeßlich sein. Ehre seinem Andenken.

Deutscher Beton-Verein (E. V.).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Belastungsnormen für Straßenbrücken.

Von Herold D. Hussey, Ingenieur-Assistent der American Bridge Co. in New York.

(Proceedings of the American Society of Civil Engineers, August 1923 bis März 1924, mit 10 Zeichnungen und 3 Zahlentafeln.)

Als Ersatz für den unbequem benutzbaren Lastenzug von schweren Kraftwagen hintereinander und als ausreichende Grundlage für die Berechnung der Fahrbahn wie der Hauptträger, der Momente wie der Querkräfte hat der Verfasser am zweckmäßigsten folgende Annahmen für die Verkehrslast gefunden:

a) Eine Laststreifenbreite von 2,7 m.

b) Als Grundbelastung einen Lastkraftwagen von 9000 kg Gesamtgewicht, davon 80 vH auf der Hinterachse, mit 10,5 m Gesamtlänge, 4,5 m Radstand und 1,8 m Spurweite, davor und dahinter gleichförmige Last von 540 kg/m (= 200 kg/m²) in der jeweilig ungünstigsten Stellung.

c) Als Gesamtbelastung das Vielfache der Grundbelastung im Verhältnis der Fahrbahnbreite zur Laststreifenbreite, wobei die Laststreifen symmetrisch zur Mitte gerechnet werden. (Die Mehrbeanspruchung eines Hauptträgers durch unmittelbares Heranrücken der Fahrbahnstreifen gleicht sich dadurch aus, daß neben den vollen Laststreifenbreiten auch die Restbreiten anteilig belastet gerechnet werden.)

d) Für Brücken mit schwerem Verkehr ein Vielfaches der Grundbelastung in 4 Klassen:

4. Kl.: 1-fache Grundbelastung für unaufgeschlossenes Außengelände,
3. „ : 1,25-fache Grundbelastung für ländlichen Verkehr,
2. „ : 1,5-fache Grundbelastung für mäßigen Durchgangsverkehr,
1. „ : 2-fache Grundbelastung für starken Durchgangsverkehr und städtischen Verkehr.

Gegen die vorgesehenen deutschen Belastungsnormen (Entwurf E 1072, 2. Jahrg. Nr. 6 der Baunormung) sind sie zwar erheblich kleiner, insbesondere gegen die besonders schweren Dampfwalzen (23 000, 16 000 und 7000 kg) wegen der großen Grundfläche von 10,5 × 2,7 = 28 m² des Lastkraftwagens gegen 6,0 × 2,5 = 15 m² der Dampfwalzen, aber dieser Mangel wird für die stärkst belasteten Fahrbahnteile ausgeglichen durch den hohen Hinterachsdruck von 7200 bis 14 400 kg gegen 13 000, 9000 und 5000 kg der Dampfwalzen. Beachtlich erscheint die Vereinfachung gegenüber den deutschen Normen durch Zurückführung aller Belastungsklassen und Breiten auf eine Grundbelastung, für die dann die Berechnung von Zahlentafeln lohnt und die Entwurfsarbeit erheblich abkürzt, statt der Einzelmaße für jede Belastungsgröße und der gleichförmigen Last (Menschengedränge) auf den Reststreifen der Fahrbahn.

Vorschriften für Entwurf und Ausführung stählerner Straßenbrücken.

(Endgültig zusammengestellt vom Brückenausschuß der amerikanischen Zivilingenieure im Februar 1924.)

(Proceedings of the American Society of Civil Engineers, März 1924.)

Die Vorschriften umfassen 152 Paragraphen mit 6 Zeichnungen und 4 Zahlentafeln auf 24 Seiten Großoktav. Sie gehen im Umfang und in den Einzelheiten weit hinaus über die deutschen Normalbedingungen für Lieferung von Eisenbauten (DIN 1000 vom Febr. 1923), obwohl sie nichts über Eigengewichte von Brückenarten und Brückenteilen, Gerüste und Aufstellung, Prüfung nach der Vollendung, Probebelastung und Gewährleistung enthalten, machen aber trotz ihrer Ausführlichkeit die Heranziehung von Taschenbüchern nicht entbehrlich, da sie z. B. über Nieten nur reichlich eine Seite, das Taschenbuch von Prof. Dr.-Ing. Max Foerster (Verlag von Julius Springer in Berlin) aber sechs Seiten bringen. Bemerkenswert sind: Überall besondere Vorschriften für Augenstäbe, Prüfung von Augenstäben in voller Größe, keine Anrechnung der lastverteilenden Wirkung der Fahrbahndecke, Stoßzuschlag bei 15 m ungünstigster Belastungslänge 30 vH (darunter mehr, darüber weniger), der Verkehrslast, bei Baugliedern mit wechselnder Beanspruchung 100 vH unter Erhöhung der zulässigen Spannung um 50 vH, zulässige Zug- und Druck- und Biegungsspannung 1100 kg/cm², Beschränkung der chemischen Prüfung auf Phosphor- (0,04 vH) und Schwefel- (0,05 vH) Gehalt, besondere Vorschriften für Nickelstahl, darunter chemische Prüfung neben Phosphor- und Schwefelgehalt (wie oben) auch auf Kohlenstoff- (0,45 vH) und Mangan- (0,70 vH) und Nickel- (wenigstens 3,25 vH) Gehalt. Zugfestigkeit für gewöhnlichen Stahl 3200 bis 4600 kg/cm² Streckgrenze die Hälfte davon, Dehnung 22 vH, Zugfestigkeit für Nickelstahl 4900 bis 7700 kg/cm², Streckgrenze 3200 bis 3900 kg/cm², Dehnung 16 bis 20 vH.

Haftblech.

Festigkeit und Dichtigkeit, oft auch Leichtigkeit und geringe Wandstärke, das sind Forderungen, wie sie sehr häufig an den Betonkonstrukteur gestellt werden.

Eine diesen Gesichtspunkten angepaßte Neuerung, mittels derer eine ganze Reihe beton- und bautechnischer Aufgaben u. U. gelöst werden können, stellt das neue Haftblech (D. R. P. a. und D. R. G. M.) dar, welches z. Zt. im Handel erscheint (siehe Abb.).

Das genannte Haftblech ist Eisenblech in Stärken von 0,25 bis 5 mm mit ein- oder beiderseitig aufgeschweißten Beton- resp. Putzhaltern. Es wird in Normaltafeln hergestellt.

Da das Blech nicht verletzt ist und die schwalbenschwanzförmigen Putzhalter eine unlösbare Verbindung mit dem Mörtel gewährleisten, besitzt das Haftblech eine bedeutende Armierungsfähigkeit.

Das Haftblech eignet sich für zu verputzende, leichte und doch dichte und feste Konstruktionen, u. U. auch für starkwandige Bauteile (Behälter, Tanks, Silos, Druckrohre, Masten, Kamine, feuerfeste Türen und Schränke, Litfaßsäulen usw.).

Besonders hervorzuheben ist auch die Möglichkeit einer nachträglichen Auskleidung undichter Räume. Bei stärkeren Konstruktionen kann das Haftblech als Innenhaut, Mittel- und Außenhautisolierung angeordnet werden und stellenweise die Schalung ersetzen.

Die Verbindung der einzelnen Tafeln erfolgt durch eine einfache örtlich vorzunehmende Deckfalzung, auch Schweißung, Nietung oder Zwischenbau ganz leichter Profileisen.

Erdbebensichere Hochhäuser.

Dipl.-Ing. Friedrich Graatz, Hannover.

Die letzte Erdbebenkatastrophe in Japan hat Veranlassung dazu gegeben, das Problem der erdbebensicheren Hochhäuser aufs neue aufzurollen. Die japanische Erdbebenkatastrophe hat gezeigt, daß, ungeachtet der Schwere des Bebens, eine Reihe von mehrgeschossigen Eisenbeton- und Eisenbauten der Zerstörung entgangen sind. Dieser Umstand jedoch rechtfertigt keineswegs den Bau derartiger Gebäude in durch häufige Erdbeben gefährdeten Gebieten, wo die Erhaltung der Hochhäuser mehr oder minder dem reinen Zufall überlassen werden muß. Soll also die Möglichkeit des Baues von Hochhäusern in durch Erdbeben gefährdeten Gebieten überhaupt in Erwägung gezogen werden, so müßte an Stelle der bisherigen konstruktiven Durchbildung derartiger Gebäude eine neue treten, die den örtlichen Umständen in jeder Beziehung Rechnung trägt. Es wird somit die Frage der konstruktiven Anordnung hochgeschossiger Gebäude in beweglichem Gelände aufzurollen sein.

Das in folgendem zu behandelnde Problem beruht mehr oder weniger auf rein statischer Grundlage und soll an Hand einzelner besonders ins Gewicht fallender Erwägungen entwickelt werden.

Eins der wichtigsten Umstände beim Bau von Hochhäusern ist deren Fundierungsart. Es hat sich beim letzten Japanbeben gezeigt, daß am günstigsten diejenigen Gebäude dran waren, die auf Pfählen fundiert waren, was auch ziemlich evident ist, da eine Pfahlgründung gegen Spalten- und Rißbildung im Erdkörper verhältnismäßig weniger empfindlich ist, als eine unmittelbare Gründungsart. Ferner hat es sich gezeigt, daß schlanke turmartige Gebäude von erheblicher Höhe und geringen Längen- und Querausdehnungen stehen geblieben sind. Das ist darauf zurückzuführen, daß ein derartiger Gebäudekomplex, auf Grund seiner elastischen Fähigkeiten, durch innere Formänderung einen Teil der äußeren Bewegungsenergien aufzehrt. Stark benachteiligt waren diejenigen Gebäude, die weitgespannte Räume in sich enthielten und daher besonders empfindlich gegen Fundamentverschiebung sein mußten.

Man pflegt meistenteils in den Vereinigten Staaten von Amerika die Hochhäuser auf einer durchlaufenden Eisenbetonplatte zu fundieren. Eine derartige Fundierungsart kommt jedoch bei Gelände mit Erdbewegung nicht in Frage, weil weitgedehnte Fundamentplatten bei Erdbewegungen erheblichen Formänderungen unterliegen und daher leicht der Zerstörung anheimfallen können. Eine Zerstörung der Fundamentplatte würde ihrerseits relative Höhenänderungen unter den Rahmenpfosten bedingen, was zu großen Spannungswerten innerhalb des räumlichen Rahmenkomplexes, das das Gerippe des Gebäudes ausmacht, führen würde, und hierdurch ein Zusammenbruch des Gebäudes erfolgen müßte.

Ich möchte nunmehr an Hand der vorhin angestellten Erwägungen in Folgendem eine Bauanordnung für Hochhäuser zum Vorschlag bringen, die von sämtlichen vorhin aufgezählten Nachteilen frei ist.

Der Grundriß der Hochhäuser soll möglichst in nicht zu stark, in bezug auf Längen- und Breitenausdehnung, differierende turmartige räumliche Rahmenkomplexe eingeteilt sein. Eine solche räumliche turmartige Rahmenanordnung im Grundriß ist aus nebenstehender Abbildung ersichtlich.

Die ausgezogenen Rechtecke deuten die räumlichen turmartigen Rahmenkomplexe an. Das gesamte räumliche Gerippe des Gebäudes ist demnach in 12 turmartige räumliche Rahmenkomplexe aufgelöst worden, die miteinander so verbunden sind, daß die Formänderung des einen räumlichen Turmrahmenkomplexes ohne Einfluß auf die benachbarten Turmrahmenkomplexe ist. Jeder räumliche Turmrahmenkomplex ruht auf einer Eisenbetonplatte, die ihrerseits auf Pfahlrost gegründet ist. Die Eisenbetonfundierungsplatten fallen auf Grund dieser Anordnung klein aus, so daß ein eventueller Bruch der Eisenbetonplatte, infolge der Erdbewegung so gut wie ausgeschlossen ist. Die Auflösung des gesamten Gebäudegerippes in räumliche Turmrahmenkomplexe birgt in sich den erheblichen Vorteil, daß erstens ein Teil der äußeren Bewegungsenergien durch die innere Formänderung der turmartigen Geschoßbauten aufgezehrt werden, zweitens Senkungen bzw. Bewegungen eines räumlichen Turmrahmenkomplexes auf die übrigen Turmrahmenkomplexe keinen Einfluß ausüben, und drittens ist die statische Untersuchung eines räumlichen Turmrahmenkomplexes von veränderlichem Trägheitsmoment, auf Grund eines von mir aufgestellten Verfahrens, deren Veröffentlichung ich mir für später vorbehalte, ohne Schwierigkeit möglich.

Auf Grund der eben vorgetragenen Bauanordnung ist also die Ausführung erdbebensicherer Hochhäuser von beliebiger Stockwerkanzahl ohne weiteres in theoretischer und praktischer Hinsicht möglich. Inwieweit sich derartig gebaute Hochhäuser bewähren würden, müßte die praktische Erfahrung lehren.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

24. Einsturz eines mehrgeschossigen Fabrikneubaues.

Ein aus Erdgeschoß und zwei Obergeschossen bestehender, teilweise unterkellerter Fabrikneubau war nahezu fertiggestellt. Die Umfassungswände bestanden aus Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel, die Stützen aus Eisenbeton; für die Decken war eine Spezialeisenbetonbauweise angewendet worden. Die Mauer- und die Eisenbetonarbeiten waren an verschiedene Unternehmer vergeben. Nach Ablauf einer dreiwöchigen Ausschalungsfrist wurde die durch die Absteifungen der Dachhaut belastete Decke des ersten Obergeschosses ausgeschalt. Ein paar Stunden später stürzte der Bau zum größten Teil ein. Hierbei konnte sich die Mehrzahl der Arbeiter rechtzeitig in Sicherheit bringen, sechs wurden jedoch verletzt.

Ein Schiedsgericht, das über die etwaige Schuld der Eisenbetonfirma und ihre Schadensersatzpflicht entscheiden sollte, kam (zehn Wochen nach dem Bauunfall) zu der Feststellung, daß Ursache des Einsturzes die mangelhafte Beschaffenheit des Betons sei, wahrscheinlich hervorgerufen durch Minderwertigkeit des verwendeten Zementes, und daß die Beschaffenheit des Mauerwerks nicht im ursächlichen Zusammenhange mit dem Einsturz stehe. Auf Grund des abgeschlossenen Vertrages erklärte das Schiedsgericht die Unternehmerfirma für schadensersatzpflichtig.

Der vom Gericht berufene Gutachter stellte in einem ausführlichen, drei Monate nach dem Einsturz abgegebenen Gutachten mehrere Verstöße fest gegen die maßgebenden Bestimmungen bei Aufstellung der Berechnung und Ausführung des Baues. U. a. war der Baupolizei ein Standsicherheitsnachweis mit der vorgeschriebenen Nutzlast von 500 kg/m² eingereicht, der Bau aber für nur 400 kg/m² ausgeführt. Als die statische Berechnung genehmigt wurde, war der Bau schon bis zum ersten Obergeschoß fortgeschritten. Für die Bewehrung der Decken waren aus Granateisen hergestellte Eiseneinlagen verwendet, von denen ein Teil keine Haken hatte. Anscheinend waren sie beim Abladen abgebrochen.

Demgemäß erhob die Staatsanwaltschaft Anklage gegen den für den Standsicherheitsnachweis verantwortlichen Ingenieur und gegen die Bauleiter und zwar wegen fahrlässiger Körperverletzung und Verstoßes gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst. Das Gericht sprach jedoch sämtliche Angeklagten frei, weil es die Einsturzursache nicht für einwandfrei geklärt ansah. Die vernommenen Sachverständigen, von denen nur einer auch Beisitzer des Schiedsgerichts gewesen war, waren über die Ursache uneinig. Während zwei Gutachter der Ansicht waren, daß die aufgezeigten Mängel in ihrer Gesamtheit den Einsturz hervorgerufen hätten, bezeichneten zwei andere mit der gleichen Bestimmtheit sie dafür als nicht ausreichend. Folgender Erklärungsversuch eines Sachverständigen schien dem Gericht am meisten einleuchtend. Nur durch ein Versagen der Stützen sei die Vernichtung des Bauwerkes in dem großen Umfange möglich geworden. Dieses Versagen sei daraus zu erklären, daß die Außenmauern aus Ziegeln mit Kalkmörtel errichtet worden waren, der im Gegensatz zu dem Beton der Stützen bei dem herrschenden Regenwetter im oberen Teil der Mauer nur wenig erhärtet sei. Durch ein verschiedenes Setzen der Außenwand und der Innenstützen seien diese überbelastet worden. Hierzu komme, daß im Innern ein Pfeiler (vgl. Abb.) auf einer den Keller umgebenden Futtermauer errichtet gewesen sei, die dem Druck von oben und von der Seite anscheinend nicht gewachsen gewesen wäre. Weil diese Erkenntnis von der Gefährlichkeit verschieden hergestellter, und sich verschieden setzender Stützen erst in neuerer Zeit erschlossen sei, könne den Angeklagten nicht der Vorwurf gemacht werden, daß sie fahrlässig gehandelt oder gegen die Regeln der Baukunst verstoßen hätten.

Cp.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Baumaschinen. IV. Teil des Handbuches der Ingenieurwissenschaft. Zweiter Band. I. Kapitel.
Das Tiefbauwesen. Bearbeitet von A. Schwemmann, Ord. Prof., Geh. Bergrat und Bergwerksdirektor a. D. in Aachen. Dritte Auflage mit 373 Abb. im Text. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1924. Preis geh. 7 G.M., geb. 10 G.-M.

Die Neubearbeitung dieses in 2. Auflage erschienenen Kapitels berücksichtigt die vielseitigen Fortschritte, die die Tiefbohrtechnik in den letzten 30 Jahren zu verzeichnen hat. Das Werk, dessen Stoffgebiet eine beträchtliche Erweiterung erfahren hat, beschränkt sich nicht auf eine ausgezeichnete Darstellung der verschiedenen Tiefbohrverfahren, sondern es widmet auch der Gewinnung von Flüssigkeiten und Gasen aus den Bohrlöchern, dem Verdämmen und dem Meßwesen beim Tiefbohren besondere Abschnitte und dient somit in vorzüglicher Weise dem Studium und der Praxis.

Dem vom Verlage gut ausgestatteten Werk wird eine weitgehende Verbreitung gewünscht.

W. Müller, Dresden.

Der praktische Eisenhochbau. Von Alfred Gregor. Bd. II Kranlaufbahnen. Verlag von Herrmann Meusser in Berlin. 1924. Ladenpreis geb. 24 M.

Der vorliegende Band behandelt: Ia) Allgemeines: Bauvorschriften, Belastungsangaben und Erklärung der Einflußlinien. I b) Berechnung der vollwandigen Kranträger. I c) Berechnung der fachwerkartigen Kranträger. II. Ausführung der Kranlaufbahnen (gewalzte, Blech- und Fachwerkträger). III. Tragwerke mit angehängten Kranträgern. IV. Kranträger-Querschnitte.

Das für die Praxis im Eisenhochbau bestens verwendbare und aus langer praktischer Erfahrung heraus verfaßte Buch gibt über die Fragen betr. Kranlaufbahnen erschöpfende Auskunft und kann hierfür bestens empfohlen werden. Allerdings sind die statischen Fragen so ausführlich behandelt, daß selbst ein mit der Statik wenig vertrauter Mittelschultechniker sich bestens zurechtfinden kann. Für den Diplom-Ingenieur bringt die große Summe der wiedergegebenen statischen Berechnungen durchaus Bekanntes. Für ihn ist aber der praktische Teil mit den dort gegebenen guten und vorbildlichen Ausführungen und Einzelheiten um so wertvoller, als im Unterricht auf den Technischen Hochschulen auf das hier behandelte Sondergebiet nur selten ausführlicher eingegangen werden kann.

M. F.

Die Baumaschinen. IV. Teil des Handbuches der Ingenieurwissenschaften. Zweiter Band. II. Kapitel. **Der Schachtbau.** Neu bearbeitet von O. Stegemann, Bergschuldirektor und Honorarprofessor an der Technischen Hochschule Aachen. Dritte Auflage. Mit 91 Figuren im Text. Verlag von Wilhelm Engelmann Leipzig 1924. Preis geh. 6 G.-M., geb. 9 G.-M.

Die vorliegende 3. Auflage des Handbuchs ist vollständig neubearbeitet und stark vermehrt. Nach Beschreibung der gewöhnlichen Abteufverfahren wird in Anbetracht der großen Bedeutung, die das Gefrierverfahren heute gewonnen hat, dieses eingehend in einem besonderen Abschnitt behandelt. Anschließend hieran schildert der Verfasser, der lobenswerter Weise auf eine geschichtliche Darstellung verzichtet und sich in seinen Ausführungen nur auf das beschränkt, was von praktischer Bedeutung für die Gegenwart ist, das ältere

Kind-Chaudron-Verfahren für standfestes Gebirge und das Honigmannsche Verfahren sowie das Senkverfahren für Schächte, die in losem, rolligem und mäßig festem Gebirge abgeteuft werden. Wertvoll ist die Beleuchtung der wirtschaftlichen Seite der einzelnen Verfahren, die am Schluß der einzelnen Abschnitte Aufschluß über Leistungsfähigkeit und Kosten gibt. Das Abteufen mit Druckluft und das Spundverfahren sind in diesem Buche nicht, sondern sind in dem Kapitel über Grundbau aufgenommen.

Die Ausstattung des Buches insbesondere die klaren Abbildungen machen dem Verlag alle Ehre. Ohne Zweifel wird dieser Band des Handbuches allen Fachleuten ein wertvoller Ratgeber sein.

W. Müller, Dresden.

Ingenieur und Arbeiter. Von Regierungsrat R. Woldt. 46 Seiten. Verlag von Quelle & Meyer in Leipzig 1923.

Die Schrift ist ein einleitender Vortrag zu den Vorlesungen des Verfassers über gewerkschaftliches Organisationswesen. Als solche kann sie naturgemäß den Stoff nur umreißen, nicht aber verarbeiten. Die Schrift kommt über eine matte Beleuchtung der gewerblichen Arbeiterfrage nicht hinaus und wird vor allem dem Thema nicht gerecht, das die Stellung des Ingenieurs zum Arbeiter zu behandeln verspricht. Das Buch könnte sich ebenso gut „Arbeitgeber und Arbeitnehmer" oder „Die gegenwärtige Bedeutung der Gewerkschaften" betiteln.

Die Schrift vermag weder durch objektive Feststellungen zu überzeugen, noch durch ein klares Ziel und dessen schneidige Verfechtung nach allen Seiten zu werben. Da die dargelegten Verhältnisse im großen ganzen dem Betriebsmanne geläufig sind, und weil ihm auf Erfahrung gestützte Ratschläge nicht erteilt werden, ist die Schrift auch als Lehr- und Erziehungsschrift, als die sie am ehesten aufzufassen wäre, nicht ausreichend. In der Form zeigt die Schrift an vielen Stellen eine nachlässige Behandlung der Sprache, die in Druckschriften nicht um sich greifen sollte.

Dr. Kunze.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Ankündigung

einer Vortragsreihe im Rahmen des Außeninstituts der Technischen Hochschule zu Berlin über „Neuerungen im Eisenbau."

Januar-Februar 1925.

1. Montag, den 26. Januar 1925; 5½ Uhr in der Technischen Hochschule; Saal 358, Herr Dipl.-Ing. Rein vom Deutschen Eisenbauverband: Neuere Versuchsergebnisse im Eisenbau.

2. Montag, den 2. Februar 1925; 5½ Uhr nachm. in der Technischen Hochschule, Saal 358. — Herr Direktor Erlinghagen von der Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen: Bemerkungen zur Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und die neueren Bestrebungen betreffend die Verwendung eines hochwertigen Baustahles.

3. Montag, den 9. Februar 1925, 5½ Uhr nachm. in der Technischen Hochschule, Saal 358. — Herr Obering. Becher von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg-Gustavsburg: Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaues.

4. Montag, den 16. Februar 1925, 5½ Uhr nachm. in der Technischen Hochschule, Saal 358. — Herr Obering. Schellewald von der Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund: Neuere Montagemethoden im Eisenbau.

Eintrittskarten zur Deckung der Unkosten: für Mitglieder 0,50 Mk., für Nichtmitglieder 1,00 Mk., für Studierende 0,20 Mk. für jeden Vortrag am Eingang des Saales.

Sämtliche Vorträge werden durch Lichtbilder unterstützt. — Nach sämtlichen Vorträgen findet eine Aussprache statt.

Ortsgruppe Brandenburg.

Talsperrenbau Muldenberg.

In der Versammlung der Ortsgruppe am 26. November v. J. sprach Herr Dr.-Ing. Arndt, Direktor der Zweigniederlassung Halle der Firma Holzmann & Co. A.-G. über den Bau der Talsperre bei Muldenberg i. V. Der Vortragende führte etwa folgendes aus:

Die Talsperre Muldenberg wird durch den Sächsischen Staat errichtet, um die unterhalb liegenden Gemeinden mit Trinkwasser und Fabrikwasser zu versorgen und um durch die Bauausführung der großen Erwerbslosigkeit im sächsischen oberen Vogtland zu begegnen. Sie liegt an der Bahnlinie Chemnitz—Aue—Adorf in rd 700 m Meereshöhe. Geologisch gehört die Umgegend dem Cambrium an. Die vorgefundenen Phylitte, Urtonschiefer und Hornblendengänge sind durch die eng benachbarten Granitdurchbrüche bei Bergen und Eibenstock in ihrer Lagerung gestört, gefaltet und verworfen, so daß bei dem Bau ganz erhebliche, in solchem Umfang nicht vorauszusehende, Gründungsschwierigkeiten aufgetreten sind, die durch besondere technische Maßnahmen überwunden werden mußten.

Die Sperrmauer wird bei einer Länge von etwa 480 m, einer größten Höhe von 25 m, einer Sohlenbreite von 18 m und einem Mauerwerkinhalt von rd 70 000 m³ in Bruchsteinmauerwerk in Zement-Traß-Kalkmörtel ausgeführt. Die Gründungskörper wurden betoniert. Die Beschaffung der Steine erfolgt in einem besonders erschlossenen Steinbruch, der 7 km unterhalb in der Talsohle der Mulde liegt und einen festen Grauwackenquarzit liefert. Die Anförderung der Steine erfolgt durch eine eigene Transportbahn von 60 cm Spurweite, auf der besonders für diesen Zweck gebaute Steintransportwagen von 1½ m³ Fassungsvermögen laufen, deren Wagenkästen vom Untergestell abgehoben werden können.

Die Zubringung aller Mörtelzuschlagstoffe erfolgt durch eine eigene Zweiggleisanlage im Anschluß an die vorerwähnte Hauptbahn Chemnitz—Aue—Adorf. An der Zweiggleisanlage ist das weitgehend mechanisierte Mörtelwerk angeordnet, in dem Zement, Traß und Sand in Silos gespeichert werden, aus denen das Mischgut automatisch abgezapft und abgemessen wird. Die technische Durchbildung und wirtschaftliche Auswirkung dieses Mörtelwerkes, wird Gegenstand eines besonderen Vortrages zur Frühjahrshauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins werden. Die Zustellung des Mörtels zur Verwendungsstelle erfolgt durch Mörtelzüge, von denen die Mörtelmulden durch Turmdrehkrane und Dampfdrehkrane, die auf einem Gerüst laufen, den Maurern zugestellt werden. Die Steine wurden im unteren breiteren Teil der Mauer unmittelbar mit Zügen auf die Mauer gebracht, bei zunehmender Höhe und abnehmender Breite des Profils gleichfalls durch Krane auf die Mauer gehoben.

Die mit der Durchführung des Baues verbundenen Erd- und Steinbrucharbeiten sind nach Möglichkeit auch im Winter, der in diesen Gegenden besonders hart und langwierig auftritt, durchgeführt worden, um den zahlreichen Erwerbslosen Beschäftigung zu geben. Die Winterabdeckung der Mauer im Winter 1923/24 wurde so ausgeführt, daß durch die Errichtung von Längs- und Quermauern von etwa 2 m Höhe auf der Maueroberfläche Becken hergestellt und mit Wasser gefüllt wurden. In diesen Schutzbecken bildete sich eine Eisdecke, unter der das Wasser eine Temperatur von etwa + 1° behielt. Im Winter 1924/25 wird die Frostabdeckung durch aufgeschichtetes Reisig, das noch durch Steine und Holzmatten beschwert wurde, durchgeführt. Daran schloß der Vortragende eine genaue Schilderung der umfangreichen Baustelleneinrichtung und des Bauverfahrens die durch Zeichnungen und zahlreiche, außerordentlich gut gelungene und lehrreiche Lichtbilder unterstützt wurden. An den Vortrag schloß sich eine Aussprache.

Das Autogaragenproblem in den deutschen Großstädten.

Am 11. Dezember v. J. wurde in einer Versammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen — Ortsgruppe Brandenburg im Saale des Vereinshauses des Vereins Deutscher Ingenieure — Berlin NW, Sommerstraße unter zahlreicher Beteiligung von Vertretern von Behörden und Organisationen, Gästen und Mitgliedern das „Problem der Autogaragen in den deutschen Großstädten" behandelt. Der Vorsitzende, Ministerialrat Busch begrüßte die Erschienenen, unter denen sich auch der preußische Herr Handelsminister Siering befand und wies darauf hin, daß auf dem zu behandelnden Gebiete eine ganze Reihe von technischen Fragen dringlich sei und daß es notwendig sei, daß möglichst viele, die an der Frage interessiert und in der Lage seien, zu ihrer günstigsten Lösung beizutragen zusammenkämen, um Anregungen und Meinungen auszutauschen. Wenn man sich vorstelle, daß in nächster Zeit die Entwicklung des Automobilwesens bei uns auch nur einen Teil des Ausmaßes annimmt wie es in anderen Ländern der Fall ist, so müsse man einsehen, daß wir hinsichtlich der Unterbringungsfrage außerordentliche Schwierigkeiten zu erwarten haben werden. Wenn man sich weiter vorstelle, daß künftig möglicherweise beinahe jedermann, der genötigt ist, in der Stadt seinen Geschäften nachzugehen, sich den Besitz eines, eigenen kleinen Wagens verschaffen möchte, den er selbst lenkt wohin in anderen Ländern doch die Entwicklung geht, so sei klar, daß dafür gesorgt werden müsse, daß alle Hauptgeschäftsgegenden und Verkehrsknotenpunkte derart mit Unterkunftsanlagen für Kraftwagen ausgestattet werden, daß der Wagenbesitzer von diesen aus zu seiner Geschäftsstelle oder zu den Knotenpunkten bzw. Haupthaltestellen der Hauptverkehrslinien nicht wesentlich länger als 5 Minuten zu gehen hat, und daß er in den Unterkunftsanlagen seinen Wagen nicht nur unterstellen kann, sondern dort volle Fürsorge für seinen Wagen, als Ersatz für den fehlenden Kraftwagenführer findet. Für den Bauingenieur liege es also nicht so, daß er sich für diese Anlagen die technisch einfachsten und bequemsten Konstruktionen wählen und denjenigen Bauplatz, der die günstigsten technischen und wirtschaftlichen Vorbedingungen bietet, aussuchen könne, sondern er werde genötigt sein, an ganz bestimmten Stellen der Städte, die durch den Verkehr festgelegt sind, komplizierte Bauwerke mit voll-

kommenster Ausstattung unter Überwindung erheblicher technischer Schwierigkeiten oft mit größter Beschleunigung der Bauausführung und in möglichst wirtschaftlicher Weise zu errichten. Die Gesichtspunkte und Mittel für Inangriffnahme dieser Aufgabe zu erörtern und zur Klärung dieser Frage beizutragen, sei der Zweck der folgenden Referate.

Herrn Dr. Ing. G. Müller, Abteilungsvorsteher bei der Firma Dr. Ing. Koch und Dr. Ing. Kienzle-Berlin hielt darauf einen längeren Vortrag mit zahlreichen Lichtbildern über die „Garagenfrage in den deutschen Großstädten", aus dem folgendes hier Platz finden möge.

Das Grundelement jeder Garagenlösung bildet die Aufstellungsart der Automobile. In einigen Beispielen zeigte der Vortragende die Möglichkeiten der freien Aufstellungsarten von Automobilen, die ursprünglich auf freien Plätzen oder in Straßen hauptsächlich im Ausland zur Anwendung gelangen, sich aber technisch ohne weiteres auch auf die Unterstellung von Automobilen in geschlossenen Gebäuden übertragen lassen. An einem Lichtbild wies der Vortragende nach, daß die Schrägaufstellung, von der in letzter Zeit in deutschen Fachzeitschriften wiederholt gesprochen wurde, der Aufstellung der Autos senkrecht zur Fahrstraße gegenüber bezüglich des Raumbedarfes nicht nur keine Vorteile bietet, sondern sogar unter Umständen einen erheblichen Mehraufwand an bebautem Raum erfordert. Als Vorteil ist bei den Schrägboxen zweifellos das leichtere Einfahren der Automobile in ihre Stände zu bezeichnen.

An dem Beispiel einer Flachgarage mit Schräg- und Senkrecht boxen wies der Vortragende nach, daß die Bebauung einer Flachgarage mit Senkrechtboxen außer dem billigeren Bau die Unterstellung von 110 Autos ermöglichte, während auf dem gleichen Grundstück bei Schrägboxen nur 105 Automobile untergebracht werden können. Nachdem der Vortragende an Hand einer graphischen Darstellung gezeigt hatte, bei welchen Grundstückspreisen man von der Flachgarage zu einer mehrgeschossigen Garage übergehen muß, um die größtmögliche Wirtschaftlichkeit zu erreichen, brachte er einen amerikanischen und einen deutschen Vorschlag mit im Innern des Gebäudes gelegenen Rampen. Die Raumausnutzung bei beiden Anlagen ist gleich, doch zeigt die deutsche Rampenlösung den Vorteil, daß kein gegenläufiger Verkehr wie bei dem amerikanischen Projekt vorkommen kann.

Nachdem der Vortragende noch einige in neuerer Zeit veröffentlichte deutsche Großgaragenprojekte besprochen hatte, zeigte er in einer Prinzipsskizze und in einer ausgeführten Grundrißzeichnung eine deutsche Rampenlösung, bei der die Rampenanlage außerhalb des Gebäudes liegt. Die Rampe ist als doppelgängiges Gewinde ausgeführt, wodurch für die Rampen nur ein verhältnismäßig geringer Raum benötigt wird. Der besondere Vorteil dieser Lösung liegt darin, daß die auf- und abfahrenden Automobile ohne Benutzung der Stockwerksstraßen in die Garage hinein- und aus ihr herausgelangen können, wodurch eine weitgehende Sicherheit bei Feuersgefahr gewährleistet wird.

In einem Schaubild zeigte der Vortragende, daß auch die architektonische Lösung dieses Problems als befriedigend angesehen werden kann. Ein weiterer Vorteil dieser Bauart liegt darin, daß das Gebäude ohne Störung des Betriebes in einzelnen Bauarten ausgeführt werden kann.

Die oben beschriebenen Entwürfe und Überlegungen beziehen sich auf Garagen, die auf großen Grundstücken errichtet werden können. Es werden aber in Großstädten neben den großen Sammelgaragen hauptsächlich in den Geschäftszentren Garagen kleinen Umfanges nötig werden, die entsprechend den hohen Grundstückspreisen auf kleiner Grundfläche 50—100 Automobile aufnehmen können.

Man kommt für diese Lösungen zu Turmgaragen, d. h. zu Bauten, deren Höhe größer ist als die größte Grundrißabmessung.

Der Vortragende zeigte zuerst ein englisches Projekt einer Turmgarage, das zwar eine ideale Raumausnutzung aufweist, dagegen derartige Schwierigkeiten im Betriebe bietet, daß es nicht als befriedigende Lösung dieses Problems angesehen werden kann.

Eine erheblich bessere Lösung für eine Turmgarage bietet die Doppelturmgarage nach System Pistor, die aus zwei zwölfeckigen Türmen besteht, bei denen die Boxen außen, in denen die Autos radial untergestellt werden, während in der Mitte eine Drehscheibe sich befindet, mittels deren die Autos in ihre Stände gebracht werden können. Zwischen den beiden Türmen befindet sich eine Doppelaufzugsanlage zum Hinauf- und Hinabbefördern der Automobile.

Der Vortragende zeigte danach eine Reihe von anderen Lösungen für Turmgaragen nach System Koch u. Kienle von der einfachsten angebauten Garage für 15 Automobile bis zu freistehenden Bauten für 60—80 Wagen. Zwei Lösungen waren hier besonders bemerkenswert, eine Rechteck-Turmgarage mit Doppelaufzug und Schiebebühne und eine Achteck-Turmgarage mit einem zentralen drehbaren Aufzug, der also die in der Pistorschen Turmgarage getrennt liegenden Aufzüge und Drehscheiben ersetzt. Die Restzwickel, die zwischen den einzelnen Automobilboxen übrig bleiben, können für die Unterstellung von Motorrädern ausgenutzt werden, die mit Hilfe von kleinen Motorradaufzügen in die einzelnen Stockwerke gebracht werden können. Ein Schaubild zeigte, daß die architektonische Lösung einer solchen freistehenden sechseckigen Turmgarage auch den Städtebauer voll befriedigt.

Auch in Verbindung mit Kopfbahnhöfen und anderen großstädtischen Verkehrsbauten können solche Turmgaragen ästhetisch und wirtschaftlich befriedigende Lösungen bieten.

Zum Schluß zeigte der Vortragende noch, in welchem Maße man durch die freie Aufstellung von Automobilen in Boxen an Raum sparen kann.

Daran anschließend hielt Herr Ingenieur Grunow-Gr.-Lichterfelde, Vorstandsmitglied des Gaues I und Vorsitzender der Garagenprüfungskommission des Allgemeinen Deutschen Automobilklubs, einen Vortrag, in dem er die Garagenfrage vom Standpunkt des Automobilisten aus erörterte.

Er führte etwa folgendes aus: Mein Herr Vorredner hat sich in der Hauptsache so eingehend auf die technische Seite der Garagenfrage gestellt, daß ich darauf wohl nicht so groß einzugehen habe, sondern in erster Linie möchte ich die Garagennotwendigkeit begründen, denn das ist das, was der Automobilist heute nicht genug betonen kann, damit so weit wie möglich Abhilfe geschaffen wird. Die Notwendigkeit, Großgaragen zu errichten, hängt natürlich von der weiteren Entwicklung des Automobilwesens ab, obwohl bereits heute ein Garagenmangel besteht. Diese Entwicklung des Automobilwesens wieder ist teilweise von der Entwicklung des Kapitals, andererseits von den Preisen der Automobile nicht unwesentlich abhängig. Von den verschiedensten Seiten ist mir oft mitgeteilt worden, das Automobil könne sich in Deutschland nicht so schnell wie in Amerika einführen, weil Deutschland zu sehr verarmt ist. Das trifft zum großen Teil zu, aber andererseits wollen wir nicht vergessen, daß gerade die Not, in der wir uns befinden, die Lasten, welche uns der Friedensvertrag aufgebürdet hat, uns alle zwingt, mit unserer Zeit zu rechnen.

Jeder selbständige Kaufmann, jeder Reisende, der Rechtsanwalt, der Arzt, kurz ich möchte sagen, fast alle Herren des Mittelstandes werden in Zukunft sehr stark mit ihrer Zeit zu rechnen haben. Es wird ja bei uns nicht so weit kommen, daß auch der bessere Arbeiter zu einem Wagen kommt, denn das wäre des Guten zu viel. Besonders, daß wir wie in Amerika etwa auf 3—8 Köpfe je einen Wagen im Betrieb haben werden. Das ginge doch zu weit, denn dazu gehört Kapital und nochmals Kapital und wir sind ja leider zu verarmt. Aber da wir mit der Zeit rechnen müssen, wird der Einführung des kleinen Wagens unbedingt die Zukunft gehören. Nun komme ich zum zweiten Punkt:

Der Preis der deutschen Wagen ist ein so hoher und das letzte Jahr hat uns eine solche wirtschaftliche Einbuße gebracht, daß überall die Kapitalien fehlen und die meisten nicht in der Lage sind, sich einen Wagen zu beschaffen. Aber wie mein Herr Vorredner schon erwähnt hat, die Preisregelung in der deutschen Autoindustrie ist nur eine Frage der Zeit. Der deutsche Automobilist wird es an sich nicht gern sehen, wenn der amerikanische Wagen bei uns Eingang findet, der auch nicht den deutschen Anforderungen gewachsen sein wird, wie es die deutschen Wagen in Geschmack und Qualität für unsere Automobilisten sind. Andererseits ist die Einführung des amerikanischen Wagens doch aus dem Grunde zu begrüßen, als es den daran beteiligten Minderbemittelten dadurch ermöglicht wird, sich einen Wagen zu beschaffen und diejenigen, die den Wagen weniger brauchen, werden mit dem amerikanischen Wagen durchaus auskommen. Die Einführung der amerikanischen Wagen wird auf die deutsche Automobilindustrie weiterhin einen solchen Druck ausüben, daß dieselbe ebenfalls in größtem Maße zur Massenherstellung wird übergehen müssen, zur Normalisierung und Typisierung der einzelnen Teile, damit auch die Preise der deutschen Wagen ermäßigt werden.

Schon heute leiden wir an einem Mangel an Garagen. Wie soll das nun werden, wenn die Entwicklung des Automobilwesens in wenigen Monaten wesentlich vorwärts geht. Denken wir daran, daß gegenwärtig die Automobilausstellung hier stattfindet und daß die Automobilfabriken zum großen Teil stark beschäftigt sind und daß in wenigen Monaten noch mit einer starken Vermehrung zu rechnen ist. Da muß für Garagen gesorgt werden. Die meisten sagen heute schon, erst muß ich eine Wohnung haben, dann kann ich heiraten; so muß ich erst eine Garage haben, dann kann ich mir ein Auto anschaffen. Ein Beispiel: Man hat mir meine Garage gekündigt. Das Resultat war, ich habe meinen Wagen verkaufen müssen und warte ab, bis ich ganz in meiner Nähe einen Unterkunftsort dafür finde.

Nun wird die Frage auftreten, was für Garagen sind notwendig. Mein Vorredner hat da eine ganze Anzahl von Entwürfen hier vorgeführt. Viele Möglichkeiten sind an Ihrem Auge vorübergegangen und es wird sich wohl für jede Gegend einigermaßen etwas Passendes finden lassen. In den Wohngegenden namentlich entstehen ja schon gegenwärtig vorerst überall Flachgaragen, allerdings solche, bei denen weniger auf die Wünsche des Automobilisten Rücksicht genommen ist als hauptsächlich darauf, aus der Sache Konjunkturgewinn zu schlagen, möglichst großen Nutzen zu erzielen. Diese Flachgaragen sind natürlich nur dort angebracht, wo der Grund und Boden dafür vorhanden ist, um solche zu errichten und diese Flachgaragen sind, man liest dies aus der Zeitung, meist schon vermietet, ehe sie fertig sind, ein Zeichen, wie groß der Bedarf ist. Ich möchte auch der Einzelgaragen gedenken. Das ist wieder das, was der Automobilist in den

Wohngegenden, also in den Vororten, in erster Linie wünscht, um eine passende Dauergarage für seinen Wagen zu haben und da möchte ich ganz besonders darauf hinweisen, daß die Herren aus dem Baufach nicht vergessen mögen, in der kommenden Bauperiode auch daran zu denken, wenn neue Häuser gebaut werden, ob es nicht angebracht ist, auch dort Garagen zu errichten. Vor allen Dingen werden auch die Eigentümer damit gute Geschäfte machen, denn in erster Linie werden sie ihre Wohnungen schneller vermieten, denn der Automobilist wird lieber dort mieten, wo er in der Nähe einen Unterstellraum für seinen Wagen haben kann. Anders dagegen liegt es im Innern einer Großstadt, namentlich in großen Geschäftsgegenden und da wird in erster Linie die Hochhausgarage in Betracht kommen, denn es fehlt an Geld und die Mieten würden auch in einem so ungesunden Verhältnis stehen, daß nur die großen Geschäfte ihre Wagen dort unterstellen können, denn es kostet ja die Verzinsung des Grund und Bodens allein so viel im Jahr, wie in den nächsten Jahren überhaupt nur ein Wagen kosten soll. Darum werden die Hochhausgaragen hier im Zentrum der Stadt das darstellen, was wir benötigen, Turmgaragen, wo der Raum ein geringer ist, die Garagen mit Durchfahrt da, wo ein großer Raum vorhanden ist. Das was nun der Automobilist von diesen Garagen beansprucht, ist erstens eine Lage, welche ihm gestattet, im Verlauf von nur wenigen Minuten seinen Wagen unterzubringen, zweitens er will eine bequeme und schnelle Zu- und Abfuhr haben, ohne mit großen Hindernissen rechnen zu müssen. Er verlangt eine schnelle Abfertigung innerhalb des Gebäudes, Feuer- und Diebstahlsicherheit sind etwas selbstverständliches, und die Abwicklung innerhalb des Gebäudes, wo der Wagen mit eigener Kraft fahren muß, muß in der Weise vor sich gehen, daß Zusammenstöße vermieden werden. Beispielsweise liebt es der Automobilist, wenn die Garagen nicht rechtwinklig zur Fahrtrichtung stehen, sondern schräg, wie wir das ja auch hier vorgeführt bekommen haben. Diese schrägen Garagen weisen den Vorteil des bequemen Ein- und Ausfahrens auf, sind aber nur dort anzuwenden, wo genügend Raum vorhanden ist, damit die Fahrtrichtung nicht zu sehr beengt wird. Bequemlichkeit, Waschräume und Unterkunftsräume, die Gelegenheit zur Beschaffung von Betriebsmaterialien, Reparaturwerkstätten usw., das alles sind Punkte, die heute einem jeden geläufig sind. Ein jeder weiß, daß diese als unbedingte Notwendigkeit bei einem Garagenunternehmen vorhanden sein müssen. Ich möchte nur auf einen Punkt hinweisen, daß die Tore der Boxen ein großes Hindernis sein können und sein werden, namentlich wenn die Fahrstraßenbreite nicht zu groß ist. Sie werden dort sehr häufig Anlaß zu Störungen bieten und es wird sich lohnen, hierfür noch etwas Geeignetes zu finden. Ich möchte darauf hinweisen, ob man an derartigen Gebäuden nicht versucht, eine zweckentsprechende Jalousieform zu finden, welche sich möglichst leicht bedienen läßt, aber auf diese Weise räumlich nichts für sich beansprucht. Daß die Miete für jeden Automobilisten natürlich eine Rolle spielt, das ist ja wohl selbstverständlich, also die Rentabilitätsaufstellung bei jedem Bau wird dementsprechend ein sehr wichtiger Punkt sein. Was die Turmgarage anbelangt, so wird in erster Linie darauf zu sehen sein, daß die Beförderung der einzelnen Wagen möglichst schnell vonstatten geht, obgleich man ja im Interesse der Rentabilität einen nicht zu schnellen Aufstieg der Fahrstühle wünschen bzw. haben kann, um die Kosten nicht unnütz hoch zu treiben. Doch wird auch die Turmhausgarage in ihrer Höhe begrenzt sein müssen. Wir leben ja auch unter deutschen Verhältnissen und sind noch nicht so auf den Wolkenkratzerbau eingestellt wie Amerika. Beispielsweise ist in Chicago ein Bau projektiert, der in nicht weniger als 40 Stockwerken 600 Automobilen Platz bietet. Die Förderung geschieht mittels elektrischer Aufzüge und Preßluft-Abrollvorrichtungen (vermutlich C. W. Ruth).

Besonders möchte ich noch darauf hinweisen, daß gerade Berlin, die Hauptstadt des Landes, im Garagenbau vorbildlich sein sollte, wo hier besonders die Notwendigkeit besteht, daß ein jeder, der von außerhalb nach hierher kommt, auch eine passende Gelegenheit hat, seinen Wagen unterzustellen. Andere Städte im Reiche sind uns schon teilweise etwas voran. In Leipzig hat sich eine Gesellschaft gebildet, welche zur Zeit eine Hochhausgarage für 600 Wagen errichten will. Es wird also an der Zeit sein, sobald wie möglich auch hier die Sache praktisch anzufassen, damit wir vorwärts kommen. Der Allgemeine deutsche Automobilklub wird sicher, soweit er dazu in der Lage ist, alle Bestrebungen unterstützen, die Aussicht bieten, daß wir bald eine Abhilfe erhalten (selbstverständlich werden in erster Linie diese Unterstützungen mehr moralischer Art sein). Ihnen allen meine Herren möchte ich aber die Bitte ans Herz legen, helfen Sie mit, daß, sobald und so schnell wie möglich, Berlin wieder den anderen Hauptstädten ebenbürtig sein möge und vor allen Dingen, daß Berlin in Deutschland wenigstens vorangeht.

In der darauffolgenden Aussprache geht Herr Oberbaurat Clouth, Baupolizei, Berlin auf die Befürchtung ein, daß die Baupolizei Schwierigkeiten machen könnte.

Er glaube versichern zu können, daß die Sache nicht so tragisch genommen zu werden braucht.

Er glaube, jeder Interessent könne wohl auf weitgehendes Entgegenkommen in dieser Beziehung rechnen, wenn aus irgendwelchen näheren Verhältnissen die Notwendigkeit sich ergibt, die Grundfläche stärker auszunutzen, als es nach den jetzigen Vorschriften möglich ist. Auch weise er darauf hin, daß gerade ein Umstand, der bei den Flachgaragen eine Rolle spielt, auch schon Berücksichtigung gefunden habe. Wir sind verpflichtet, durch unsere Vorschriften die Umgebung vor Belästigungen zu schützen, die durch Geräusch und Geruch entstehen können. Die einzige Lösung hierfür ist, sämtliche Fahrwege der gesamten Anlage zu überdachen. Auf diese Weise wird eine Überprüfung der Grundlagen notwendig und es ist schon in weitgehendem Maße den Interessenten geholfen worden. Dieser Punkt braucht nicht zu wesentlichen Einschränkungen zu führen. Ein weiterer Punkt, der der Überlegung bedarf, ist der der Belichtung und Belüftung. Das ist ein ganz besonders zu beachtender Punkt. Eine gute Durchlüftung ist ja erforderlich, um das Ansammeln von Benzindämpfen zu verhindern, aber diese Entlüftung steht insofern wiederum zu unseren Vorschriften in Widerspruch, als dadurch sehr leicht Geräusche und auskommender Brand sich der Nachbarschaft mitteilen können. Dies ist ein Punkt, der irgendeine Lösung finden muß. Es wäre erwünscht, daß die Herren diesem Punkt ihre Aufmerksamkeit zuwenden.

Dr. Küster, Görlitz, bittet weiter um Auskunft darüber, wie in den gezeigten Projekten die Beleuchtungsfrage für die Fahrstraßen gelöst ist.

Herr Pistor, Maj. a. D., Direktor der Telos-Garage. Als Vertreter der Garagenbetriebsfachleute möchte ich die Bitte aussprechen, daß gerade die Wünsche und Forderungen der Garagen-Betriebsleiter möglichst erfüllt werden. In erster Linie ist das „geschützte Gebiet" Berlins für das Aufbauen der Garagen ein Hindernis. Wie weit es möglich ist, Ausnahmen genehmigt zu bekommen, kann ich nicht ohne weiteres beurteilen, weil ich natürlich nur das Interesse der Garagenleiter übersehen kann.

Ich hoffe, daß uns das, was in den „Richtlinien" versprochen ist, in nächster Zeit erfüllt wird. Solange der Garagenbetrieb Geräusch- und Geruchlosigkeit garantiert, steht einem Vordringen der Garage in das Stadtinnere sachlich nichts im Wege. Die Garage hat natürlich, wie der Redner des Abends schon darlegte, nur Wert, wenn sie sich da befindet, wo der Autobesitzer wohnt und nicht an der Peripherie der Stadt.

Weiter teilt der Vorsitzende mit, daß sich in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ein Arbeitsausschuß zum Studium der Garagenfrage gebildet habe aus Mitgliedern, die besonders für diese Aufgabe in Frage kommen. Um möglichst Vollkommenes schaffen zu können und die Arbeit des Ausschusses auf breiter Basis stellen zu können, seien eine Reihe von Herren, die vermöge ihrer Tätigkeit oder ihrer Stellung bei Behörden oder Verbänden den Fragen besonders nahe stehen, gebeten worden, in dem Arbeitsausschuß mitzuarbeiten, was sehr dankenswerter Weise zugesagt worden sei.

STELLENÜBERSICHT.

Oberingenieur von Eisenbeton-Bauunternehmung zur Leitung ihrer Berliner Niederlassung ges. Herren, welche nachweisl. seit läng. Jahr. im Eisenbetonbau in selbst. Stellg. erfolgr. tätig waren und kaufm. wie techn. absolut befähigt sind, wollen sich unter Ang. ihrer Gehaltsanspr., kurz. Lebenslauf, Zeugnisabschr. und Bild melden u. A. 1574 a. d. Dtsch. Bztg., Berlin, Königgrätzer Str. 104 (24. XII. 24).

Bauingenieur von Unternehmung f. Tief- und Eisenbetonbau in Dresden in leitende Stellung ges. Tücht. geschäftskundige Herren m. gewandten Umgangsformen und mind. 10jähriger Praxis wollen sich m. kurzgef. Lebenl. u. Zeugnisabschriften melden u. B. 1575 a. d. Dtsch. Bztg., Berlin, Königgrätzer Straße 104 (24. XII. 24).

Dipl.-Ing. von Bauunternehmung in Großstadt Rheinlands als Leiter des techn. Büros ges. Ders. muß gediegene Kenntn. und reiche Erfahrungen in Tief- und Hochbau (Eisenbetonbau) besitzen, im geschäftl. Verkehr, vor allem mit Behörden und Industrie sicher und gewandt, erfolgr. in Aquisition sein. Ang. m. Lichtb. u. Zeugn. u. Ang. d. frühest. Eintrittst. erb. u. V. 1569 a. d. Dtsch. Bztg., Berlin, Königgrätzer Str. 104 (24. XII. 24).

Eisenbetoningenieur, tüchtiger Statiker, sof. ges. Angeb. m. Gehaltsanspr. erb. Paul Thomas, Ingenieur — Eisenbeton, Hoch- und Tiefbau — Rostock i. M., Roßfelder Str. 6 (Dtsch. Bztg. 24. XII. 24).

VERZEICHNIS DER IN DER LITERATURSCHAU BEARBEITETEN ZEITSCHRIFTEN UND DER HIERFÜR GEBRÄUCHLICHEN ABKÜRZUNGEN.

Abkürzung	Titel	Anschrift des Verlags
Ann. d. Ponts et Chaussées	Annales des Ponts et Chaussées	A. Dumas, Editeur-Gérant, Rue de la Chaussée D'Antin, Paris
Baumaterialien	Baumaterialienmarkt	Leipzig, Uferstr. 21
Bautechnik	Bautechnik	Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90
Beton u. Eisen	Beton und Eisen	Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90
Concrete	Concrete Cement Age	Publishing Co. R. Marschall, Detroit, U. S. A.
De Ingenieur	De Ingenieur	s'Gravenshage, Paviljoens-Gracht 17 u. 19
Der Brückenbau vereinigt mit Der städt. Tiefbau	Der Brückenbau	Fachpresse-Verlag, Dr. F. Meißner, Heidelberg, Postfach 3
Industriebau	Der Industriebau	Carl-Scholze-Verlag, Leipzig, Königstr. 3
Dtsch. Bztg.	Deutsche Bauzeitung	Berlin SW, Königgrätzer Str. 105
Deutsche Wasserwirtschaft	Deutsche Wasserwirtschaft	Berlin, Rom-Verlag, Charlottenburg 5
Räder	Die Räder	Räder-Verlag G. m. b. H. Berlin W 57, Potsdamer Str. 83c
Wasserkraft	Die Wasserkraft	Richard Pflaum-Verlag, München II, Herrnstr. 101
Engineering	Engineering	William H. Maw and Alex. Richardson, 35 and 36 Bedford Street, Strand London W 2
Eng. News Record	Engineering News Record	Mc. Graw Hill, Comp. Ing., New York, E. J. Mehren, Editor
Gas- und Wasserfach	Gas- und Wasserfach	R. Oldenbourg, München, Glücksstr. 8
Génie Civil	Le Génie Civil	M. Ch. Talansier, 6 Rue de la Chaussée D'Antin, Paris 9
Gesundheitsing.	Gesundheitsingenieur	R. Oldenbourg, München, Glücksstr. 8
Grund- und Gerüstbau	Grund- und Gerüstbau	Direktor A. Reich, Juditten b. Königsberg Pr., Kirchenstr. 23
Il Cemento	Il Cemento	Turin, Corso vinzaglio 62
Industr. Psychotechnik	Industrielle Psychotechnik	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Ingeniøren	Ingeniøren	Dansk Ingeniørforenings, Kopenhagen, Amaliagade 38
Le Ciment	Le Ciment	Société Anonyme de Publications industrielles, 20 rue de Turgot, Paris
H. D. I.	Mitteilungen des Hauptvereins Deutscher Ingenieure in Mähren	Brünn, Radwitgasse 2, II.
Mittlg. a. d. Materialprüfungsamt	Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Österr. Monatsschrift f. d. öffentlichen Baudienst	Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst und das Berg- und Hüttenwesen	Wien I, Seilerstätte 24
Organ f. d. Fortschritt d. Eisenbahnwesens	Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens	C. W. Kreidl's Verlag, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Proceedings	Proceedings of the American Society of Civil Engineers	33 West 39. Street, New York City, U. S. A.
Revue Générale d. Ch. d. F.	Revue Générale des Chemins de Fer	Dunod Editeur, 47 et 48 Quai des Grands Augustins, Paris
Schweiz. Bztg.	Schweizerische Bauzeitung	A. und C. Jegher, Zürich, Kommissionsverlag Rascher & Co., Zürich und Leipzig
Schweiz. Wasserwirtschaft	Schweizerische Wasserwirtschaft	Kommissionsverlag Rascher & Co., Zürich und Leipzig
Stahl u. Eisen	Stahl und Eisen	Verlag Stahleisen, m. b. H., Düsseldorf, Postfach 664
Stellwerk	Das Stellwerk	Dr. Arthur Tetzlaff, Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 59
Süddtsch. Bauztg.	Süddeutsche Bauzeitung	Hauptschriftleiter Dr.-Ing. R. L. Mehmke, Stuttgart-Degerloch, Löwenstr. 102
Roadmaker	The Roadmaker	The British Reinforced Concrete Engineering Co. Ltd.
Tonindustrieztg.	Tonindustriezeitung	Berlin NW 21, Dreysestr. 4
Teknisk Ukeblad	Teknisk Ukeblad	Oslo, Akersgaten 7
Teknisk Tidskrift	Teknisk Tidskrift	Stockholm, Humlegardsgatan
Verkehrstechnik	Verkehrstechnik	Ullstein, Wien und Berlin SW, Kochstr. 22—25
Verkehrst. Woche	Verkehrstechnische Woche	W. Möser, Leipzig, Dresdnerstr. 11/13
Werft, Reederei Hafen	Werft Reederei Hafen	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Werkstattstechnik	Werkstattstechnik	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Zeitschr. d. Österr. Ing. u. A. Vereins	Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins	Verlag der österreichischen Staatsdruckerei, Wien, Seilerstätte 24
Zeitschr. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg.	Zeitschrift des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
V. D. I	Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure	Berlin NW 7, Sommerstr. 4a
Zement	Zement	Zement-Verlag, G. m. b. H., Charlottenburg 2
Zentralbl. d. Bauverwaltg.	Zentralblatt der Bauverwaltung	Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang | 25. Januar 1925 | Heft 2

MATHIAS KOENEN †.

Am zweiten Weihnachtsfeiertag verschied in seinem 76ten Lebensjahre an einem Herzschlage Mathias Koenen, Doktor-Ingenieur ehrenhalber der Technischen Hochschule Dresden, ehemals Generaldirektor der Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin. Mit Mathias Koenen ist einer der großen deutschen Ingenieure dahingegangen, einer von denen, die vielen die Wege gewiesen, nachhaltig Großes und Vorbildliches geschaffen und dazu beigetragen haben, das Ansehen deutscher technischer Wissenschaft zu mehren und deutschem Ingenieur-Können weit hinaus über die Grenzen des Reiches Anerkennung zu erringen.

Nach Ablegung seiner ersten Staatsprüfung in Berlin im Jahre 1872 trat Koenen als junger Regierungsbauführer zunächst zur Eisenbahnverwaltung über, hier beim Bau der Danzig—Warschauer Bahn beschäftigt, um sich alsdann dem Wasserbau zuzuwenden, hier als Baumeister mit schwierigen Sturmflut-Sicherungsanlagen an der vorpommerschen Küste betraut. Im Jahre 1879 legte Koenen seine zweite Staatsprüfung als Regierungsbaumeister ab, um sich hierauf als Zivilingenieur in Berlin niederzulassen. Ein hervorragender Statiker und glänzend veranlagter Konstrukteur, war Koenen jeder an ihn herantretenden Aufgabe gewachsen. Im besonderen war es das Gebiet der schwierigeren Ingenieur-Baukonstruktionen, dem er sich zuwandte und auf dem er bald Berater und Führer vieler industrieller und staatlicher Unternehmungen wurde. Mit einem hervorragenden Lehrtalent ausgestattet, entfaltete Koenen zu gleicher Zeit eine glänzende Lehrtätigkeit in Berlin, hier im besonderen auf dem Gebiete der Mathematik, Baukonstruktionslehre, Baumechanik und Baustatik die Kandidaten für die zweite Staatsprüfung vorbereitend, daneben aber auch so manchem Zivilingenieur das für seine praktische Betätigung notwendige wissenschaftliche Rüstzeug liefernd. Viele, die später im Staatsdienste, als Lehrer an unseren Hochschulen und in der Privatpraxis sich besonders auszeichneten, waren Schüler Koenens und haben stets mit herzlicher Dankbarkeit daran gedacht, was ihnen Koenen nicht nur an Wissen, sondern vor allem auch an technischem Geiste und Ingenieur-Können vermittelt hat. In jene Zeit fallen auch bereits eine größere Anzahl wissenschaftlicher Arbeiten Koenens, im besonderen aus dem Gebiete der Statik, die in inniger Fühlung mit der baulichen Praxis stehend, sich besonders gern mit neu auftauchenden Problemen und Aufgaben befassen. So war es denn auch kein Wunder und eigentlich in der Entwickelung der Koenen'schen Arbeiten begründet, daß er sich mit besonderem Interesse und voller Hingabe auch dem Eisenbeton zuwandte, der damals auf seine ersten bescheidenen Ausführungen in Deutschland zurückblicken konnte. Es sei daran erinnert, daß das umfassende Patent Moniers vom Jahre 1878 den Ausgangspunkt zur Einführung der Verbundbauweise in Deutschland bildete, daß i. J. 1884 die Firmen Freytag u. Heidschuch in Neustadt a. d. D. und Martenstein u. Josseaux in Offenbach a. M. das Deutsche Monier-Patent[1]) erworben hatten, und zwar erstere Firma für Süddeutschland, letztere für Frankfurt a. M. und dessen weitere Umgebung. Zugleich sicherten sich beide Firmen das Ausführungsrecht für das übrige Deutschland. Im Jahre 1886 traten sie dieses Recht an Gustav Adolf Wayß ab, der seinerseits eine Unternehmung für Beton- und Verbundbauten in Berlin gründete. Hier trat Wayß mit Mathias Koenen in Verbindung, der damals beim Bau des Deutschen Reichshauses mit dessen schwierigeren Konstruktionen betraut, als Beauftragter des preußischen Arbeitsministeriums Wayß bei von diesem geplanten Versuchen beraten und unterstützen sollte, bei Versuchen, welche das Wesen und die Wirkung des Eisenbetonbaues zu ergründen und dessen Überlegenheit gegenüber anderen Massivbauten nachzuweisen bestimmt waren. Bis zu dieser Zeit war der eigentliche statische Sinn der Eiseneinlagen im Verbundbau noch nicht erkannt; wenn Monier und seine Nachfolger auch manchen anerkennenswerten Bau bereits ausgeführt hatten, so waren diese Bauten doch rein gefühlsmäßig ohne richtige statische Unterlage zustande gekommen; meist diente das Eisen zur Formgebung oder zum rohen Zusammenhalten des Betons oder lag auch — wie beim Behälterbau in der Mitte der Konstruktion — durch Zufall an rechter Stelle. Sein statischer Wert war aber noch nicht erkannt. Hier Wandel zu schaffen, war als erstem Mathias Koenen vorbehalten, der mit seinem Ingenieurblick und statischen Verständnisse sofort erkannte, daß das Eisen in erster Linie ausgenutzt werden müsse, um die vom Beton nur mangelhaft zu ertragenden Zugspannungen aufzunehmen, und daß es umso wirksamer sei, je näher es demgemäß der stärkst gezogenen Faser also der Zugunterkante des Querschnitts liege. Daß unter Umständen das Eisen auch befähigt sei, die Druckzone zu verstärken, wurde ebenfalls von Koenen erkannt und gewürdigt. Die weitere Folge dieser für die ganze Weiterentwickelung des Verbundbaues grundlegenden, neuen Erkenntnis Koenens, die ihn zum Vater des wissenschaftlichen Eisenbetons stempelt, war eine erste Theorie der Verbundbauten, die Koenen im Jahre 1886 im Zentralblatte der Bauverwaltung veröffentlichte und die damals schon den auch

M. Koenen

[1]) Die Erfindung Moniers ist in Deutschland unter Nr. 14673 (Klasse 86) vom 22. Dezember 1880 ab patentiert und veröffentlicht am 4. August 1881.

noch heute maßgebenden Grundgedanken enthält, in der gezogenen Zone alle Zugkräfte dem Eisen zuzuweisen, den Beton an ihrer Aufnahme also statisch keinen Anteil nehmen zu lassen. Diesem theoretischen Erkennen entsprechend wurden die Versuchsbauten von G. A. Wayß nach Koenens Ratschlägen und Angaben ausgeführt. Es ist bekannt, in welch glänzender

Abb. 1. Monierbogen auf den Grundstücken der Portlandzement-Fabrik Stern (1886).

Weise sie der Theorie Koenens Recht gaben, in welch hohem Maße sie sich gegenüber gleichartigen reinen Betonbauten als tragfähiger und in jeder Hinsicht widerstandsfähiger erwiesen! Die Versuchsergebnisse wurden in einer von G. A. Wayß im Jahre 1887 herausgegebenen Schrift — der „Monier-Broschüre" — ausführlich wiedergegeben und somit der Öffentlichkeit zugänglich gemacht. Zugleich wurde hier auch die im Zentralblatt der Bauverwaltung ein Jahr vorher von Koenen gegebene Theorie des Verbundbaues abgedruckt und somit auch diese in weite Kreise getragen und zum Allgemeingut der Technik gemacht. Die Monier-Broschüre, auf deren Abfassung und Aufbau Koenen weitgehendst Einfluß gehabt hat, ist als das klassische Werk des Verbundbaus zu bewerten, behandelt sie doch in unserem gesamten technischen Schrifttum zum ersten Male die hauptsächlichsten Anwendungsgebiete des Verbundbaus in umfassender Weise, und erörtert sie doch neben der theoretischen Begründung der neuen Bauweise auch deren Materialeigenschaften in bisher nicht bekannter Ausdehnung und Art. Seit jener Zeit war Mathias Koenen der dauernde Berater der „Berliner Monier-Gesellschaft", deren wichtigere Bauten er entwarf und auch in ihrer Ausführung überwachte. Als in diesem Sinne in der ersten Werdezeit des Verbundbaus von Koenen geschaffene hochbedeutende und geschichtlich besonders bemerkenswerte Bauten seien u. a. genannt und der Vergessenheit entrückt:

1. Der 1888 auf dem Grundstück der Portlandzementfabrik Stern in Stettin ausgeführte Monierbogen mit 1 m Breite, 40 m Weite und einem Pfeilverhältnis von 1 : 10 (Abb. 1) [1]).

[1]) Neben dem Monierbogen befindet sich ein gleich tragfähiger Versuchsbogen, aus Beton ohne Bewehrung ausgeführt. Beide Bogen tragen gemeinsam einen Musikpavillon in Verbundbauart; aus dem gleichen Baustoffe ist auch die zwischen beide Bogen eingeschaltete Treppe.

2. Die damals besonderes Aufsehen erregende Ausstellungsbrücke auf der nordwestdeutschen Gewerbe- und Industrieausstellung in Bremen vom Jahre 1890 (Abb. 2). Bei 40 m Spannweite und 4,5 m Pfeilhöhe zeigt dieses Bauwerk eine Stärke im Scheitel von nur 25 cm, am Kämpfer von nur 55 cm. Sie war für eine Traglast von 1000 kg/m² bei sechsfacher Sicherheit berechnet. Die Herstellung des im Scheitel 3 m tiefen, am Widerlager aber auf 8 m verbreiterten Gewölbes erfolgte in nur 36 Stunden.

3. Die Betonüberführung auf Station Mödling bei Wien (1890). Hier galt es drei Steingewölbe von 9 m Spannweite durch Verbundgewölbe zu ersetzen. Alle drei Gewölbe wurden in zwei Tagen fertiggestellt und sechs Wochen später bereits dem Verkehr übergeben.

4. Die Brücke über die Wakenitz bei Lübeck aus dem Jahre 1891. Hier verwandte Koenen zum ersten Male als Eiseneinlage nach der Wölblinie gekrümmte I-Eisen, wie sie der geschichtlich späteren Melanausführung entsprechen.

Läßt sich schon in diesen bedeutsamen Erstausführungen aus dem Gebiete des Brückenbaues erkennen, in welch ebenso großzügiger wie kühner Weise Mathias Koenen das neue Baumaterial, seinen Eisenbetonbau, zu meistern und zu entwickeln verstand, so zeigte sich das noch mehr in den kommenden Jahren, als von 1892 an Koenen die Leitung der Berliner Monier-gesellschaft, die sich unter ihm zur weltbekannten A.-G. für Beton- und Monierbauten entwickelt hat, übernahm. Was er hier auf allen verschiedentlichen Gebieten des Hoch- und Ingenieurbaus geleistet, wie er den Eisenbetonbau in jeder Hin-

Abb. 2. Ausstellungsbrücke in Bremen (1890).

sicht wissenschaftlich und praktisch gefördert, wie er — der Altmeister des Eisenbetons — immer wieder neue Gedanken in die Tat umsetzte und Zeit seines Lebens einer der wirklich führenden Geister, einer der dauernd Forschenden und Neues in Wort und Schrift Schaffenden im Verbundbau geblieben ist, ist allseitig bekannt und dankbar gewürdigt. So war es denn auch nur selbstverständlich, daß in allen wichtigen Fragen des Verbundbaus Mathias Koenen als Berater und stets williger, arbeitsfreudiger Helfer herangezogen wurde, sei es, daß es sich um die Au[illegible]g neuer Bestimmungen für Ab-

nahme und Berechnung von Eisenbetonbauten handelte, sei es, daß Versuchsausführungen vorzubereiten oder deren Ergebnisse wissenschaftlich zu erfassen und zu klären oder Bauplanungen aller Art einzuleiten oder zum Abschlusse zu bringen waren. Wo man ihn auch immer suchte und brauchte, stets war Koenen bereit zu raten und zu helfen. Und die Form, in der er dies stets tat, wird jedem unvergessen bleiben, der hierbei dem seltenen Menschen, dem liebenswürdigen und liebenswerten Kollegen näher treten durfte, der die frohe Sonnigkeit dieser Persönlichkeit, eines echten Sohnes der ihm so lieben Rheinlande, der den niemals rastenden, immer neue Gedanken spendenden Geist Koenens auf sich einwirken lassen konnte. Einen lieben Menschen, einen getreuen Kollegen, einen geistvollen Forscher, einen weitblickenden Förderer der technischen Wissenschaft, einen der ganz großen deutschen Ingenieure haben wir verloren in Mathias Koenen. Sein Gedenken wird dauernd bleiben und die Geschichte der Beton- und Eisenbetonbauten wird seinen Namen stets in hohen Ehren halten, denn:

„Wer den Besten seiner Zeit genug getan,
Der hat gelebt für alle Zeiten".

Dresden, 30. 12. 24. Dr. M. Foerster.

NACHRUF DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS.

Dr.-Ing. e. h. Mathias Koenen †.

Wiederum hat die deutsche Betonindustrie einen schweren Verlust erlitten. M. Koenen, der mit G. A. Wayß zusammen an der Wiege des Eisenbetonbaues in Deutschland stand, ist nicht mehr. Am zweiten Weihnachtsfeiertag ist er in Berlin im 76. Jahre seines Lebens gestorben. Der langjährige technische Leiter der A.-G. für Beton- und Monierbau Berlin war seit Anfang 1923 als technischer Berater im Aufsichtsrat dieser Gesellschaft tätig, und bis in die letzten Tage seines Lebens war ihm die Beschäftigung mit technischen und wissenschaftlichen Problemen Herzensbedürfnis. Der deutsche Beton-Verein beklagt den Tod eines seiner Begründer, seines Vorstands- und Ehrenmitgliedes, dem er so außerordentlich viel zu danken hat. Die Verdienste Koenens um die Theorie und Entwicklung des Eisenbetonbaues sind bekannt. Er war es, der zuerst den grundlegenden Gedanken aussprach, daß die Eiseneinlagen im Eisenbetonbalken an die Stellen zu legen sind, an denen die Zugspannungen auftreten. Er war es, der in der bekannten, von G. A. Wayß herausgegebenen Monierbroschüre die erste Theorie und Berechnung von Eisenbetontragteilen aufstellte. Seine persönlichen Erinnerungen aus jener Zeit hat er selbst im Bauingenieur 1921, Heft 13, niedergeschrieben.

Wir im Deutschen Beton-Verein durften alle die Jahre, in denen Koenen zu uns gehörte, aus dem sprudelnden Quell seiner reichen Kenntnisse und praktischen Erfahrungen schöpfen. Immer war er bei der Sache bis hinein in sein hohes Alter als Vorstandsmitglied und als Teilnehmer der Hauptversammlungen, und wenn er sprach in seiner liebenswürdigen und geistreichen Art, auch spröde Stoffe dem Zuhörer näher brachte, dann hörte jeder gerne auf ihn.

Selbstverständlich galt seine Lebensarbeit in erster Linie seiner Gesellschaft, der er 35 Jahre lang als Führer vorstand, und die heute Weltruf genießt. Sein Geist ging aber darüber hinaus ins große Allgemeine, und wo wir heute im Deutschen Beton-Verein ein Aktenstück aufschlagen über eine für die Betonindustrie bedeutungsvolle Arbeit, da finden wir den Namen Koenen als Förderer und unermüdlichen Mitarbeiter. Wir gedenken seiner jahrelangen Tätigkeit im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton, wir gedenken auch dessen, daß er die theoretischen Grundlagen für die Prüfung von Zementrohren schuf und die Prüfungsmaschine entwarf, die heute in ganz Deutschland eingeführt ist und den Namen „Koenenpresse" trägt. Die deutsche Betonindustrie hat in Koenen einen ihrer ersten Führer verloren, einen kerndeutschen Mann aus guter alter Zeit, der ernst zu arbeiten, Stein auf Stein zu setzen wußte zu stolzen Bauten, der aber nach vollendeter Arbeit auch froh sein konnte unter Fröhlichen und mit seinem sonnigen Wesen selbst Licht und Sonne spendete, wo er hinkam.

Es ist leer geworden im Jahre 1924 in den Reihen unserer Ehrenmitglieder. Vier altbewährte Führer sind in diesem einen Jahre von uns gegangen. Julius Brenzinger, Eugen Dyckerhoff, A. E. Toepffer. Tiefbewegt stehen wir jetzt an der Bahre des Altmeisters des Eisenbetonbaues, M. Koenen. Trost ist uns die freudige Gewißheit, daß sein Geist in unsern Reihen fortleben wird. Er wird bei uns unvergessen bleiben. In Verehrung und unauslöslicher Dankbarkeit gedenken wir seiner beim Abschied.

Oberkassel, den 27. Dezember 1924.

Deutscher Beton-Verein (E. V.).

DIE ENERGIELINIE IN DER HYDRAULIK DER OFFENEN GERINNE.

Von Professor Kriemler, Stuttgart.

Übersicht. Zur Einrechnung des Wasserspiegels bei verzögerten oder beschleunigten Abflüssen in offenen Gerinnen bedient man sich mit Vorteil der Energielinie, weil diese physikalisch engen Beschränkungen unterliegt, die es ermöglichen, ihren Verlauf in den Hauptzügen vorauszusehen.

In dem Aufsatz werden die Mittel angegeben, wie von einer Unstetigkeit des Gerinnes aus der Anschluß flußauf und flußab an die dortigen normalen Energielinien gefunden werden kann, wie aus dem Gefälle φ der Energielinie auf die Fließart „Schießen" oder „Strömen" geschlossen werden kann, und wie alsdann die Wassertiefe y und die Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$ in jedem Querschnitt angegeben werden kann. Wechsel im Fließzustand, Sprünge im Wasserspiegel, Abstürze zeigen sich eindeutig in der Energielinie an, während bei unmittelbarer Berechnung des Wasserspiegels selbst Zweideutigkeit bleibt, zu deren Behebung hintennach doch noch die Energieverhältnisse untersucht werden müßten. In dem Aufsatz ist durch umfangreiches Tabellenmaterial der Praxis vorgearbeitet.

I.

Definition der Energielinie.

Bezeichnet man mit v m/sek die für alle Tropfen in einem Querschnitt gleich groß angenommene Geschwindigkeit, mit y m die Wassertiefe von der Sohle lotrecht bis zum Wasserspiegel und mit α die Neigung der Sohle gegen den Horizont, dann wäre in Abb. 1, wenn keine Verluste an Energie zu berücksichtigen wären, also φ = 0 wäre, nach dem Bernoulli-Gesetz:

$$\frac{v_2^2}{2g} + y_2 = \frac{v_1^2}{2g} + y_1 + L\alpha.$$

Weil aber stets durch Reibung und Turbulenz Energieverluste eintreten, so ist

$$\frac{v_2^2}{2g} + y_2 + L\varphi = \frac{v_1^2}{2g} + y_1 + L\alpha.$$

Die Abb. 1 ist verzerrt gezeichnet, die Winkel sind so klein zu denken, daß ihr Cosinus = 1 und ihr Sinus bzw. Tangens gleich ihrem Bogenmaß gesetzt werden kann. Diese Abb. 1 gibt die Definition der „Energielinie". Die Höhen in Abb. 1 können sowohl in der Einheit Meter als auch in der Einheit kgm/kg benützt werden. In dieser letzteren Einheit gemessen gibt der lotrechte Abstand $E = t + \frac{v^2}{2g}$ eines beliebigen Tropfens T von der Energielinie den „Energieinhalt" des Tropfens an, den er haben würde, wenn sein Gewicht 1 kg

wäre. Der „Energieinhalt" E kgm pro kg besteht aus der „Druckenergie" t und der „lebendigen Kraft" $\frac{v^2}{2g}$. Wegen der Wichtigkeit der Ermittelung der „Wassertiefe" y werden hauptsächlich die Tropfen ins Auge gefaßt, welche der Sohle entlang wandern, weil für sie $t = y$ ist.

Die Energielinie ist deshalb wertvoll, einmal weil ihre Ermittelung einfacher ist als die direkte Ermittlung des Wasserspiegels, besonders aber deswegen, weil sie Aufschluß gibt über zwei koordinierte Lösungen für die Lage des Wasserspiegels.

Abb. 1.

In Abb. 1 könnten α und β auch negativ sein, das φ aber ist immer positiv, weil durch φ der Energieverlust gemessen ist.

Die Literatur ist am Schluß des Aufsatzes angegeben.

II.

Das Gefälle φ der Energielinie.

Die Neigung der Energielinie erscheint erfahrungsgemäß in der Form:

$$\varphi = \frac{1}{k^2} \cdot \frac{1}{P_m} v^2_m,$$

worin P der „Profilradius" und k ein Beiwert ist, der vom Stoff der Wandungen des Gerinnes, vom Profilradius und vom Spiegelgefälle abhängt. Eine Tabelle findet sich im Abschnitt Flußbau des III. Bandes der „Hütte".

Mit P_m und v_m sind die durchschnittlichen Werte auf der Länge L bezeichnet.

III.

Kennzeichnende Größen einiger Querschnitte.

a) Das Rechteck (Abb. 2).

1. Flächeninhalt des Wasserquerschnitts:

$$F = b\,y$$

Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4.

2. Reziprokwert des Profilradius:

$$\frac{1}{P} = \frac{1 + 2\frac{y}{b}}{y}$$

b) Die Parabel (Abb. 3).

Gleichung: $x^2 = 2\,p\,y$
p beliebig

$$F = \frac{4}{3}\,x\,y = \frac{4}{3}\,y\sqrt{2\,p\,y} \quad \ldots \ldots (1$$

$$\frac{1}{P} = \frac{\frac{3}{8}\left(1 + 3\sqrt{1 + \frac{64}{9}\left(\frac{y}{b}\right)^2}\right)}{y} \quad \ldots \ldots (2$$

Tabelle.

$\frac{y}{b}$	0	0,063	0,125	0,25	0,50	0,75	1,00
$1 + 3\sqrt{1 + \frac{64}{9}\left(\frac{y}{b}\right)^2}$	4,00	4,04	4,16	4,61	6,00	7,85	9,54

c) Das Dreieck (Abb. 4).

Gleichung: $x = \frac{y}{\operatorname{tg} \nu}$
ν beliebig

$$F = x\,y = \frac{1}{\operatorname{tg}\nu}\,y^2 \quad \ldots \ldots (1$$

$$\frac{1}{P} = \frac{\left(\frac{2}{\cos\nu}\right)}{y} \quad \ldots \ldots (2$$

IV.

Formeln für das Gefälle φ der Energielinie.

a) Bei dem Rechteck:

$$\varphi = \frac{2\,g}{k^2}\left(1 + 2\,\frac{y}{b}\right)\frac{10 - n}{n};$$

b) bei der Parabel:

$$\varphi = \frac{2\,g}{k^2} \cdot \frac{3}{8}\left(1 + 3\sqrt{1 + \frac{64}{9}\left(\frac{y}{b}\right)^2}\right)\frac{10 - n}{n};$$

c) bei dem Dreieck:

$$\varphi = \frac{2\,g}{k^2} \cdot \frac{2}{\cos\nu} \cdot \frac{10 - n}{n}.$$

In diesen Formeln bedeutet g die Beschleunigung der Schwere, der Buchstabe n ist aber dadurch hineingekommen, daß zur Vereinfachung

$$y = \frac{n}{10}E \text{ und } \frac{v^2}{2\,g} = \frac{10 - n}{10}E$$

gesetzt worden ist.

V.

Aufteilung des Energieinhaltes E in die Wassertiefe y und in die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2\,g}$.

In

$$E = y + \frac{v^2}{2\,g}$$

werde die Kontinuitätsbedingung

$$v = \frac{V}{F}$$

eingesetzt, wo V das sekundliche Durchflußvolumen in m^3/sek ist. Der Wasserquerschnitt F werde als Funktion der veränderlichen Wassertiefe y ausgedrückt gedacht. Dann ist

$$E = y + \frac{V^2}{2\,g} \cdot \frac{1}{F^2},$$

und daraus findet sich:

$$\frac{V^2}{2\,g} = E\,F^2 - y\,F^2.$$

Überall, wo in dieser Gleichung y vorkommt, werde es ersetzt durch

$$y = \frac{n}{10}E.$$

Angewendet auf die einzelnen Querschnittsformen ergibt diese Gleichung folgende Spezialansätze:

a) bei dem Rechteck (Abb. 2):

$$\frac{V^2}{2\,g} \cdot \frac{1}{b^2} \cdot \frac{10^3}{E^3} = 10\,n^2 - n^3$$

b) bei der Parabel (Abb. 3):

$$\frac{V^2}{2\,g} \cdot \frac{9}{16} \cdot \frac{1}{2\,p} \cdot \frac{10^4}{E^4} = 10\,n^3 - n^4$$

c) bei dem Dreieck (Abb. 4):

$$\frac{V^2}{2\,g}\operatorname{tg}^2\nu\,\frac{10^5}{E^5} = 10\,n^4 - n^5.$$

Tabelle für das Rechteck.

n	0	1	2	3	4	5	6	$6^2/_3$	7	8	9	10
$10\,n^2 - n^3$	0	9	32	63	96	125	144	148,15	147	128	81	0

Tabelle für die Parabel.

n	0	1	2	3	4	5	6	7	7,5	8	9	10
$10\,n^3 - n^4$	0	9	64	189	384	625	864	1029	1054,7	1024	729	0

Tabelle für das Dreieck.

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$10\,n^4 - n^5$	0	9	128	567	1536	3125	5184	7203	8192	6561	0

Die vorstehend aufgestellten Gleichungen sollen dazu dienen, das n zu berechnen, wenn der Querschnittsumriß, das V und das E bekannt sind; sie können zur Abkürzung auf die gemeinschaftliche Form

$$\frac{K\,V^2}{E^x} = 10\,n^{x-1} - n^x$$

gebracht werden, worin K eine Konstante ist, die vom Querschnittsumriß bedingt ist.

Die rechte Seite der Gleichung werde zu den Abszissen n in einem Schaubild (Abb. 5) zur Darstellung gebracht. Die

Abb. 5.

Abb. 6.

Kurve dieses Schaubildes ist zu schneiden durch die Parallele zur Abszissenachse, welche von ihr den im Ordinatenmaßstab gemessenen Abstand

$$\frac{K\,V^2}{E^x}$$

hat (Abb. 6). Man sieht, daß bei den gleichen K, V und E jedesmal zwei Lösungen vorhanden sind. Hätte man den Wasserspiegel direkt berechnet, so hätte man vielleicht von der koordinierten Lösung keine Kenntnis bekommen. Es ist nützlich hervorzuheben, daß der Reibungskoeffizient $\frac{1}{k^2}$ explicite in der Ermittelung der zwei Lösungen nicht vorkommt.

Durch die Ermittelung von n aus dem Schaubild ist die Aufteilung des gegebenen E in y und $\frac{v^2}{2\,g}$ bewerkstelligt. Bei der einen Lösung ist

die Wassertiefe:

$$y' = \frac{n'}{10}\,E,$$

die Geschwindigkeitshöhe:

$$\frac{v'^2}{2\,g} = \frac{10 - n'}{10}\,E,$$

bei der anderen Lösung ist:

$$y'' = \frac{n''}{10}\,E \quad\text{und}\quad \frac{v''^2}{2\,g} = \frac{10 - n''}{10}\,E.$$

VI.

Über das minimale E und das maximale V.

Der Augenschein lehrt in Abb. 6, daß der größte Wert von

$$\frac{K\,V^2}{E^x},$$

der noch einen Sinn hat, die Größe hat:

$$\frac{K\,V^2}{E^x} = z_{max}.$$

Der kleinste Wert von E, bei dem ein gegebenes V noch durchzufließen vermag, ist demnach:

$$E_{min} = \sqrt[x]{\frac{K\,V^2}{z_{max}}}.$$

Der größte Wert von V, der bei einem gegebenen E noch durchzufließen vermag, ist

$$V_{max} = \sqrt[2]{\frac{E^x\,z_{max}}{K}}.$$

Ist $E < E_{min}$ bzw. $V > V_{max}$, dann hört der Beharrungszustand auf; in zeitlich veränderlichem Vorgang wird das Verhältnis $\frac{V^2}{E^x}$ automatisch gewechselt.

VII.

Zusammenstellung über die dem z_{max} zugehörigen Größen.

a) Bei dem Rechteck (Abb. 2):

$$z_{max} = \frac{4}{27}\cdot 10^3;\quad E_{min} = \frac{3}{2}\sqrt[3]{\frac{2}{b^2}\cdot\frac{V^2}{2\,g}};\quad n_{gr} = \frac{2}{3}\cdot 10;$$

$$y_{gr} = \frac{2}{3}\,E_{min};\quad \frac{v_{gr}^2}{2\,g} = \frac{1}{3}\,E_{min} = \frac{1}{2}\,y_{gr};\quad v_{gr} = \sqrt{g\,y_{gr}}.$$

b) Bei der Parabel (Abb. 3):

$$z_{max} = \frac{27}{256}\cdot 10^4;\quad E_{min} = 2\sqrt[4]{\frac{1}{3}\cdot\frac{1}{2\,p}\cdot\frac{V^2}{2\,g}};\quad n_{gr} = \frac{3}{4}\cdot 10;$$

$$y_{gr} = \frac{3}{4}\,E_{min};\quad \frac{v^2_{gr}}{2\,g} = \frac{1}{4}\,E_{min} = \frac{1}{3}\,y_{gr};\quad v_{gr} = \sqrt{g\,\frac{2}{3}\,y_{gr}}.$$

c) Bei dem Dreieck (Abb. 4):

$$z_{max} = \frac{256}{3125}\cdot 10^5;\quad E_{min} = 5\sqrt[5]{\frac{1}{256}\,tg^2\,v\,\frac{V^2}{2\,g}};\quad n_{gr} = \frac{4}{5}\cdot 10;$$

$$y_{gr} = \frac{4}{5}\,E_{min};\quad \frac{v^2_{gr}}{2\,g} = \frac{1}{5}\,E_{min} = \frac{1}{4}\,y_{gr};\quad v_{gr} = \sqrt{g\,\frac{1}{2}\,y_{gr}}.$$

In allen diesen Beispielen stimmt v_{gr} mit seiner Zahlengröße überein mit der Wasserspiegel-Ausgleich-Schnelligkeit w_r, welche die relative Fortpflanzungsschnelligkeit z. B. einer kleinen Schwellung auf der Wasseroberfläche ist. Ist w_r dem vorhandenen v entgegengerichtet, also flußauf gerichtet, dann vermag die Schwellung nicht bergauf zu wandern, wenn

$$|v| > |w_r|$$

ist. Eine kleine Untersuchung ergibt, daß in Abb. 6 alle Lösungen links von z_{max} ein v' haben, das größer als das zum zugehörigen y' gehörige w_r' ist, und daß alle Lösungen rechts von z_{max} ein v'' haben, das kleiner als das zugehörige w_r'' ist. Bei den Lösungen links von z_{max} kann der Wasserspiegel sich nicht bergauf ausgleichen, während bei den Lösungen rechts von z_{max} der Kopf z. B. einer Schwellung bergauf zu wandern vermag.

VIII.

Unterscheidung zweier Fließarten.

Bei den Lösungen mit $n' < n_{gr}$ ist die Bewegung des Wassers flußab so reißend, daß der Kopf einer Schwellung der Oberfläche

nicht bergauf zu wandern vermag. Ein solcher Abfluß wird nach Vorgang von Rehbock das „Schießen" genannt. Der Abfluß mit $n'' > n_{gr}$ wird das „Strömen" genannt, bei ihm kann sehr wohl ein Wasserspiegelausgleich flußauf stattfinden. Dieser Unterschied führt dazu, nach weiteren jeder der zwei Fließarten eigentümlichen Eigenschaften zu fahnden.

IX.

Tabellen zur Berechnung von E, y, $\frac{v^2}{2g}$ und φ bei bekannten n, K und V.

Allgemein war:

$$z = 10\, n^{x-1} - n^x ;$$

$$\frac{K V^2}{E^x} = z ; \quad E = \sqrt[x]{K V^2} \frac{1}{\sqrt[x]{z}} ;$$

$$y = \frac{n}{10} E = \frac{1}{10} \sqrt[x]{K V^2} \frac{n}{\sqrt[x]{z}} ;$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{10 - n}{10} E = \frac{1}{10} \sqrt[x]{K V^2} \frac{10 - n}{\sqrt[x]{z}} ;$$

$$\varphi = \frac{2g}{k^2} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{10 - n}{n} ;$$

der Wert von $\frac{1}{A}$ ist aus Abschnitt IV zu entnehmen, dabei ist $\left(\frac{y}{b}\right)$ zu schätzen; durch successive Wiederholung kann die Schätzung verfeinert werden.

Die Beiwerte, mit welchen

$$\sqrt[x]{K V^2} \text{ bzw. } \frac{1}{10} \sqrt[x]{K V^2} \text{ bzw. } \frac{2g}{k^2} \cdot \frac{1}{A}$$

zu multiplizieren sind, finden sich in folgenden Tabellen:

a) Bei dem Rechteck (x = 3).

für	n	0	1	2	3	4	5	6	$6^2/_3$	7	8	9	10
E	$\frac{1}{\sqrt[3]{z}}$	∞	0,481	0,315	0,251	0,218	0,200	0,191	0,189	0,190	0,198	0,231	∞
y	$\frac{n}{\sqrt[3]{z}}$	0	0,481	0,630	0,753	0,872	1,000	1,146	1,261	1,330	1,584	2,079	∞
$\frac{v^2}{2g}$	$\frac{10-n}{\sqrt[3]{z}}$	∞	4,329	2,520	1,757	1,308	1,000	0,764	0,629	0,570	0,396	0,231	0
φ	$\frac{10-n}{n}$	∞	9	4	2,33	1,50	1,00	0,67	0,50	0,43	0,25	0,11	0

Schießen — Strömen

b) Bei der Parabel (x = 4).

für	n	0	1	2	3	4	5	6	7	$7^1/_2$	8	9	10
E	$\frac{1}{\sqrt[4]{z}}$	∞	0,577	0,354	0,270	0,226	0,200	0,184	0,177	0,175	0,177	0,192	∞
y	$\frac{n}{\sqrt[4]{z}}$	0	0,577	0,708	0,810	0,904	1,000	1,104	1,239	1,313	1,416	1,728	∞
$\frac{v^2}{2g}$	$\frac{10-n}{\sqrt[4]{z}}$	∞	5,193	2,832	1,890	1,356	1,000	0,736	0,531	0,438	0,354	0,192	0
φ	$\frac{10-n}{n}$	∞	9	4	2,33	1,50	1,00	0,67	0,43	0,33	0,25	0,11	0

Schießen — Strömen

c) Bei dem Dreieck (x = 5).

für	n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
E	$\frac{1}{\sqrt[5]{z}}$	∞	0,644	0,379	0,281	0,231	0,200	0,181	0,169	0,165	0,172	∞
y	$\frac{n}{\sqrt[5]{z}}$	0	0,644	0,758	0,843	0,924	1,000	1,086	1,183	1,320	1,548	∞
$\frac{v^2}{2g}$	$\frac{10-n}{\sqrt[5]{z}}$	∞	5,796	3,032	1,967	1,386	1,000	0,724	0,507	0,330	0,172	0
φ	$\frac{10-n}{n}$	∞	9	4	2,33	1,50	1,00	0,67	0,43	0,25	0,11	0

Schießen — Strömen

Der Leser möge bei Bedarf und zur Einschaltung von Zwischenwerten die Beiwerte in Schaubildern auftragen; je nach der zu lösenden Aufgabe kann die eine oder die andere Zeile als Abszissen genommen werden müssen.

Verfasser hat auch für das Trapez Formeln abgeleitet, es empfiehlt sich aber beim Trapez nicht, mit Buchstabenformeln zu arbeiten, sondern im Einzelfall ganz vorn zu beginnen und gleich mit Zahlen zu rechnen.

X.

Besondere Merkmale der beiden Fließarten.

Die koordinierten beiden Zustände des „Schießens" und des „Strömens" haben zwar die gleiche Ordinate E, sie haben aber für die zugehörigen Energielinien verschiedene Neigung φ. In den Formeln des Abschnitts IV werde je k^2 auf die andere Seite gebracht, an Hand der Tabellen des vorangehenden Abschnittes IX läßt sich nachweisen, daß das Produkt $(\varphi\, k^2)$ bei der „schießenden" Lösung immer größer ist als das $(\varphi\, k^2)$ bei der koordinierten „strömenden" Lösung.

Aus der Tabelle der Werte der k im Abschnitt „Flußbau" des Bandes III der „Hütte" ist zu ersehen, daß k mit abnehmendem Profilradius abnimmt und auch abnimmt bei wachsendem φ. Stets ist beim „Schießen" die Wassertiefe y kleiner als beim koordinierten „Strömen", dementsprechend ist beim Schießen der Profilradius kleiner als beim koordinierten Strömen. Wenn also $(\varphi\, k^2)$ beim Schießen größer ist als beim Strömen, dann ist notwendig das φ' für Schießen größer als das φ'' für das koordinierte Strömen.

Darstellungen einer Energielinie, welche mit den Abb. 7 und 8 im Widerspruch stünden, sind zu beanstanden, die Voraussetzungen waren nicht zutreffend. Sehr häufig kann

flußab; φ'; φ''; E; Schießen stets φ' > φ''; Strömen

Abb. 7.

flußab; φ''; φ'; E; Strömen; Schießen stets φ' > φ''

Abb. 8.

eine Voraussetzung bloß dadurch als nicht zutreffend erkannt werden, daß sie auf einen Verstoß gegen Abb. 7 und 8 führt.

Mit Hilfe der Tabellen des Abschnittes IX ergeben sich nachstehende ferneren bedeutsamen Folgerungen.

A. Werden beim „Schießen" zwei Energielinien mit einander verglichen, so hat die obere das größere Gefälle gegen den Horizont (Abb. 9). Beim „Schießen" können die Tangenten an zwei benachbarte Energielinien sich nur flußab schneiden.

B. Werden beim „Strömen" zwei Energielinien mit einander verglichen, so hat die obere das kleinere Gefälle gegen den Horizont (Abb. 10). Beim „Strömen" können die Tangenten an zwei benachbarte Energielinien sich nur flußauf schneiden.

C. Werden beim „Schießen" zwei Energielinien mit einander verglichen, so bedingt die obere die kleinere Wassertiefe und die größere Geschwindigkeitshöhe.

Abb. 9. gilt nur beim Schießen

Abb. 10. gilt nur beim Strömen

D. Werden beim „Strömen" zwei Energielinien mit einander verglichen, so bedingt die obere die größere Wassertiefe und die kleinere Geschwindigkeitshöhe.

Bei Bedarf können aus den Zusammenstellungen des Abschnittes IX noch andere Schlußfolgerungen gezogen werden, die einer vorliegenden, besonderen Aufgabe angepaßt sind.

XI.

Automatische Umstellung der Fließarten.

Unter Umständen müssen auch für ein Gerinne mit „schießendem" Abfluß zwei Energielinien sich flußauf schneiden können. Die Natur schafft automatisch dadurch Abhilfe, daß sie den Abfluß zuerst auf den bei gleichen V und E möglichen koordinierten Zustand des „Strömens" umstellt (Abb. 6).

Wenn für ein Gerinne mit „strömendem" Abfluß zwei Energielinien sich sollten flußab schneiden können, so ermöglicht die Natur es dadurch, daß sie automatisch den Abfluß zuerst auf den bei gleichen V und E möglichen koordinierten Zustand des „Schießens" umstellt (Abb. 6).

XII.

Der Normalabfluß.

Wenn in einem geraden Gerinne konstanten Querschnittes in allen Querschnitten die Wassertiefen y und die Geschwindigkeitshöhen $\frac{v^2}{2g}$ ihre Größen unverändert beibehalten, dann ist auch der Energieinhalt jedes einzelnen Kilogramms Wassers unverändert. In Abb. 1 bekommen in solchem Falle die drei Neigungen die gleiche Größe, es wird:

$$\varphi = \beta = \alpha .$$

Da v konstant ist, so ist die Bewegung gleichförmig. Weil φ immer positiv sein muß, so kann ein konstantes v nicht vorhanden sein, wenn α negativ ist, wenn also die Sohle in der Fließrichtung ansteigt.

Die Bewegung mit konstantem v ist die Bewegung mit dem kleinsten Energieumsatze. Ein Austausch zwischen „Druckenergie" y und „Bewegungsenergie" $\frac{v^2}{2g}$ findet hier nicht statt. Die Natur strebt darnach, ihren Lauf mit dem kleinsten Umsatz an Energie zu nehmen; die Geschehnisse mit dem unter gleichartigen Geschehnissen kleinsten Energieumsatz sind die wahrscheinlichsten.

So wie eine gespannte Saite nach einer Störung immer wieder sich geradlinig einstellt, so stellt sich nach einer Störung in einem geraden Gerinne automatisch der Abfluß mit konstantem v immer wieder her. Daher wird dieser Abfluß der „Normalabfluß" genannt.

Schreibt man die Formeln des Abschnittes IV kurz

$$\varphi = \frac{2g}{k^2} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{10-n}{n},$$

so ist beim „Normalabfluß" wegen $\varphi = \alpha$ nunmehr:

$$\frac{10-n}{n} = \frac{A k^2}{2g} \alpha ,$$

rechts sind α und g bekannt, k aber muß geschätzt werden, ebenso muß in A der Wert von $\frac{y}{b}$ geschätzt werden. Ist ein erstes n gerechnet, dann ergeben die Tabellen des Abschnittes IX ein erstes y, und dieses ergibt ein erstes P und b. Mit diesen ersten Werten werden die Schätzungen für k und $\frac{y}{b}$ verfeinert. Die Rechnung ist zu wiederholen, bis die gewünschte Übereinstimmung erreicht ist.

Das solcherart für den „Normalabfluß" gefundene n werde mit n_n bezeichnet. Zu diesem n_n werde aus der Tabelle das zugehörige E_n berechnet. Die zum „Normalabfluß" gehörige Energielinie ist eine Parallele zur Sohle im Abstand E_n.

Schneidet man das Schaubild der Abb. 6 durch die Parallele zur Abszisse in der Höhe der zu n_n gehörigen Ordinate z_n, so findet man für den zum „Normalabfluß" koordinierten Abfluß der anderen Fließart das n_c, zu diesem geben die Tabellen im Abschnitt IX das y_c und das v_c sowie das φ_c. Das φ_n ist das α.

Der „Normalabfluß" kann „schießend" oder „strömend" sein.

XIII.

Anschluß flußauf und flußab an die dort vorhandenen Energielinien.

Im Querschnitt II—II eines Gerinnes sei eine Unstetigkeit vorhanden, welcher Art ist hier gleichgültig.

Man ermittele für den Oberlauf und für den Unterlauf des Gerinnes das n_n und das E_n für den dortigen Normalabfluß; die E_n-Linien zeichne man in den Längenschnitt Abb. 11 ein. Die Aufgabe sei nun so gestellt, daß im Querschnitt II—II die Energielinie unbedingt durch den Punkt II_u hindurchgehen muß, der höher liegt als jede der beiden E_n-Linien.

Abb. 11. Beibehaltung des Strömens oder Umstellung auf Strömen — Umstellung auf Schießen oder Beibehaltung des Schießens

Mit jeder Unstetigkeit ist ein Verlust an Energie verbunden, der sich in der Energielinie als ein jäher Abfall abwärts beim Fortschreiten in der Fließrichtung zeigt; der entzogene Energiebetrag dient dazu „Nebenströmungen" (Rehbocksche Walzen) mit Energie zu speisen. Im Querschnitt II—II wird also oberhalb des vorgeschriebenen Punktes II_n noch ein zweiter Punkt II_o der Energielinie festgestellt sein etwa dadurch, daß erfahrungsgemäß

$$E_o = \left(1 + \frac{s}{100}\right) E_u$$

gesetzt werden muß, worin s ein Prozentsatz ist. Punkt II_o ist dann notwendig das Ende der Energielinie im Oberlauf, Punkt II_u ist notwendig der Anfang der Energielinie im Unterlauf.

Von Punkt II_o muß flußauf Anschluß gesucht werden an die E_n-Linie des Oberlaufes, von Punkt II_u muß Anschluß gesucht werden an die E_n-Linie des Unterlaufes.

Wegen der Schlußfolgerungen A und B des Abschnittes X muß im Oberwasser flußauf von II bis I unbedingt „Strömen" vorhanden sein, entweder von Hause aus oder durch automatische Umstellung, und im Unterwasser flußab von II bis III muß unbedingt „Schießen" vorhanden sein, entweder von Hause aus oder durch automatische Umstellung.

Die auf der Strecke L′ gegen „normal" vergrößerte Energieausgabe ist dadurch vorbereitet, daß auf der Strecke L″ gegen „normal" Energie eingespart und angesammelt worden ist. —

Das φ'' ist aus den Tabellen des Abschnittes IX zu ermitteln für „Strömen" mit der durchschnittlichen Energie:

$$E'' = \frac{E_o + E_n^*}{2},$$

das φ' ist zu ermitteln für „Schießen" mit der durchschnittlichen Energie:

$$E' = \frac{E_u + E_n^{**}}{2}.$$

Wenn der Unterlauf „strömenden" Normalabfluß hat, so ist die tiefste Lage, welche Punkt II_u einnehmen kann, der Anfang a der E_n-Linie des Unterlaufes, weil nach Abb. 7 das $\varphi' > \varphi^{**}$ bleiben muß.

Wenn der Oberlauf „schießenden" Normalabfluß hat, so ist die tiefste Lage, welche Punkt II_o einnehmen kann, der Endpunkt e der E_n-Linie des Oberlaufes, weil nach Abb. 7 das $\varphi^* > \varphi''$ bleiben muß.

Der Leser möge Abb. 11 für die verschiedenen Möglichkeiten umzeichnen, dann möge er alle Fälle noch einmal durcharbeiten in der Voraussetzung, daß jetzt a tiefer als e liegt.

Wenn der Normalabfluß im Unterlauf „schießend" ist, dann kann sehr wohl Punkt II_u tiefer als Punkt a liegen, und wenn der Normalabfluß im Oberlauf „strömend" ist, dann kann sehr wohl Punkt II_o tiefer als Punkt e liegen. Die tiefste Lage, welche II_u überhaupt einnehmen darf, ist die Höhe des E_{min} für den Unterlauf, die tiefste Lage, welche II_o überhaupt einnehmen darf, ist die Höhe des E_{min} für den Oberlauf.

Nur wenn II_u und II_o beide oberhalb von a bzw. e liegen, pflegt ihre Lage durch menschliches Eingreifen festgelegt zu sein; wenn die Möglichkeit vorliegt, daß II_u unter a oder II_o unter e hinuntergehen kann, dann geht von Natur aus wenigstens der eine dieser Punkte vollends auf das zugehörige E_{min} hinunter, es ist dann die größtmögliche mit der Aufrechterhaltung des Durchflusses verträgliche „Entspannung" des Wassers eingetreten. Eine noch größere „Entspannung" würde zu einem „Freistrahl" oder einem „Wasserfall" führen.

Verfasser ist hier sehr auf die Mitarbeit des Lesers angewiesen; dieser wird gebeten, die Abb. 11 nur als ein Muster zu betrachten, nach dem er selbst die zahlreichen anderen Kombinationen entwerfen kann.

XIV.
Reichweite des Anschlusses an die beiderseitigen E_n-Linien.

Aus Abb. 1 ergibt sich:

$$E_{ab} = E_{auf} + (\alpha - \varphi) L,$$

angewendet auf Abb. 11 ergibt diese Gleichung:

$$L'' = \frac{E_o - E_n^*}{\alpha - \varphi''},$$

$$L' = \frac{E_u - E_n^{**}}{\varphi' - \alpha}.$$

Erscheint für irgendeine Aufgabe das geradlinige Hinuntergehen von E_o auf E_n^* zu summarisch, dann kann in besserer Annäherung an die in Wirklichkeit vorhandene Kurve der Übergang polygonal gemacht werden. Man teilt beispielsweise die Differenz

$$E_o - E_n^*$$

in 5 gleiche Stufen, ermittelt für jede Stufe den Mittelwert, welche flußauf fortschreitend die Größen haben:

$$\frac{9\,E_o + E_n^*}{10}; \quad \frac{7\,E_o + 3\,E_n^*}{10}; \quad \frac{5\,E_o + 5\,E_n^*}{10};$$

$$\frac{3\,E_o + 7\,E_n^*}{10} \text{ und } \frac{E_o + 9\,E_n^*}{10}.$$

Für jede Teilstrecke ermittelt man aus den Tabellen des Abschnittes IX zu dem Mittelwert des E das für „Strömen" zugehörige φ''. Damit findet man flußauf fortschreitend der Reihe nach:

$$\Delta_1 L'' = \frac{E_o - E_n^*}{5} \cdot \frac{1}{\alpha - \varphi_1''}; \quad \Delta_2 L'' = \frac{E_o - E_n^*}{5} \cdot \frac{1}{\alpha - \varphi_2''}$$

und so fort bis $\Delta_5 L''$. Die ganze Reichweite des Anschlusses ist schließlich:

$$L'' = \sum_1^5 \Delta_\lambda L''.$$

Mit den Stufen als Ordinatendifferenzen und den ΔL als Abszissendifferenzen kann das Polygon eingezeichnet werden.

Im Unterwasser kann man ebenso vorgehen, nur schreitet die Zählung flußab weiter, in den Mittelwerten ist E_o durch E_u und E_n^* durch E_n^{**} zu ersetzen, und die φ' sind für „Schießen" zu berechnen. Dann ist

$$\Delta_\lambda L' = \frac{E_u - E_n^{**}}{5} \cdot \frac{1}{\varphi_\lambda' - \alpha}.$$

Übrigens sei bemerkt, daß α im Unterwasser verschieden vom α im Oberwasser sein kann. Schließlich ist

$$L' = \sum_1^5 \Delta_\lambda L'.$$

XV.
Ermittelung des Wasserspiegels aus der bekannten Energielinie.

A. In Abb. 11 sei beiderseits der Normalabfluß „schießend". Zwischen II und I auf Strecke L'' tritt die automatische Umstellung auf das koordinierte „Strömen" ein. Man ermittelt aus den Tabellen des Abschnittes IX zu E_n^* das schießende y_n^* und das strömende y_c^*, das y_c^* ist größer als das y_n^*. Im Querschnitt I springt der Wasserspiegel lotrecht von y_n^* auf y_c^* hinauf, für diesen Sprung hat Böß die Bezeichnung „Wechselsprung" eingeführt.

Nun greift man zwischen I und II genügend viele E in der Zeichnung der E-Linie ab und ermittelt zu ihnen je das für Strömen geltende y. Im Unterwasser kann man ohne weiteres zu jedem abgegriffenen E das y für „Schießen" rechnen. Der Verlauf dieses Wasserspiegels ist in Abb. 12 dargestellt. Der Absturz im Querschnitt I kann in Wirklichkeit nur dann lotrecht sein, wenn die Unstetigkeit tatsächlich in einem einzigen Querschnitt konzentriert ist.

Abb. 12.

Abb. 13.

B. In Abb. 11 sei beiderseits der Normalabfluß „strömend". Zwischen II und III auf Strecke L' tritt die automatische Umstellung auf das koordinierte „Schießen" ein. Man ermittelt aus den Tabellen des Abschnittes IX zu E_n^{**} das strömende y_n^{**} und das schießende y_c^{**}, dabei ist $y_n^{**} > y_c^{**}$. Im Querschnitt III springt der Wasserspiegel lotrecht von y_c^{**} hinauf auf das y_n^{**} des Normalabflusses. Zwischen II und III ermittelt man zu genügend vielen abgegriffenen E die „schießenden" y, im Oberwasser kann man ohne weiteres zu jedem Abgegriffenen E das y für „Strömen" rechnen. Dieser Wasserspiegel ist in Abb. 13 dargestellt.

Je nach der gegenseitigen Lage der Punkte II_o und II_u zu den Punkten a und e in Abb. 11 bekommt der Wasserspiegel ein sehr verändertes Aussehen. Der Leser möge hier selbst die ergänzenden Überlegungen machen.

C. In Abb. 11 möge II_o unterhalb von e und II_u unterhalb von a liegen, dieses ist wegen zweier Schlußfolgerungen des Abschnittes XIII nur möglich, wenn gleichzeitig der Unterlauf „schießenden" und der Oberlauf „strömenden" Normalabfluß hat. Dabei werden II_o und II_u so weit hinuntergehen, bis einer von ihnen als erster das für ihn zulässige E_{min} erreicht hat. Eine automatische Umstellung ist unter diesen Annahmen auf keiner Seite nötig. Der Wasserspiegel ist in Abb. 14 skizziert.

Wenn in der durch Abb. 14 dargestellten Aufgabe ein Energieentzug durch Nebenströmungen nicht stattfindet, dann können im Querschnitt II die beiden Zweige des Wasserspiegels unter Umständen ohne Absturz in einander übergehen.

Abb. 14.

Abb. 15.

XVI.

Veranlassung für die Festlegung des Punktes II_u für die Energielinie in Abb. 11.

Man denke sich quer durch ein Gerinne von sonst konstantem parabelförmigen Querschnitt eine dünne Wand errichtet mit einer rechteckigen lichten Öffnung (Abb. 15).

Damit durch die eingeengte Stelle die vorgeschriebenen V m³/sec hindurchfließen können, muß jedes Kilogramm Wassers den Energieinhalt E_{min} haben, berechnet für das Rechteck und aufzutragen vom unteren Rand des Rechtecks aufwärts. Das E_u und das E_o sind aber zu messen bis auf die Sohle der Parabel. Einschnürungserscheinungen und Nebenströmungen sind in dem in Abschnitt XIII angegebenen s mit zu berücksichtigen.

XVII.

Allmählicher Übergang des Gerinnenumrisses in einen anderen.

Angenommen der Querschnitt eines Gerinnes sei im Oberlauf bis A beispielsweise ein Dreieck, im Unterlauf von B an beispielsweise eine Parabel. Zwischen A und B wechsele allmählich der Querschnitt vom Dreieck zur Parabel.

Strecke A—B werde z. B. in 5 gleiche Teile geteilt. Der Zwischenquerschnitt, der z. B. von A um 2 Teile und von B um 3 Teile entfernt ist, hat mit genügender Annäherung

$^3/_5$ der Eigenschaften des Dreiecks in A und
$^2/_5$ der Eigenschaften der Parabel in B.

Indem man aus den Abschnitten V und IV die Bestandteile herübernimmt, kann man zum Schaubild der Abb. 6 die Formel benützen:

$$\frac{V^2}{2\,g}\left[\frac{3}{5}\,tg^2\,v\,\frac{10^5}{E^5}+\frac{2}{5}\cdot\frac{9}{16}\cdot\frac{1}{2\,p}\cdot\frac{10^4}{E^4}\right]$$
$$=\frac{3}{5}\,(10\,n^4-n^5)+\frac{2}{5}\,(10\,n^3-n^4).$$

Dieses Schaubild hat sein z_{max} da, wo

$$\frac{d}{d\,n}\left[\frac{3}{5}\,(10\,n^4-n^5)+\frac{2}{5}\,(10\,n^3-n^4)\right]=0$$

sich ergibt. Die Neigung der Energielinie in diesem selben Querschnitt ist

$$\varphi=\frac{2\,g}{k^2}\left[\frac{3}{5}\cdot\frac{2}{\cos v}+\frac{2}{5}\cdot\frac{3}{8}\left(1+3\sqrt{1+\frac{64}{9}\left(\frac{y}{b}\right)^2}\right)\right]\frac{10-n}{n}.$$

Auf der Strecke zwischen zwei Querschnitten ist das durchschnittliche φ das Mittel aus den beiden Werten in den zwei die Strecke begrenzenden Querschnitten.

Der Verlauf der Energielinie zwischen A und B kann polygonal als Fünfseit eingerechnet werden, dabei ist selbstverständlich Rücksicht zu nehmen auf den Anschluß an die E_n-Linien oberhalb von A und unterhalb von B.

XVIII.

Zwei aufeinanderfolgende Unstetigkeiten.

Schon im Abschnitt XII ist darauf hingewiesen worden, daß der Abfluß in einem Gerinne nach jeder Störung immer wieder dem „Normalabfluß" zustrebt.

Wenn zwei Unstetigkeiten im Gerinne auf einander folgen, so wird jede eine Störung des Abflusses zur Folge haben, doch wird beiderseits jeder derselben die E-Linie der dem Normalabfluß zugehörigen E_n-Linie zustreben. Man ermittele für jede Unstetigkeit einzeln den Anschluß der Energielinie an die benachbarten E_n-Linien, wie wenn die andere Unstetigkeit nicht vorhanden wäre. Die so ermittelten Anschlüsse zeichne man auf Pauspapiere und bringe diese im Längenschnitt des Gerinnes in die richtigen Lagen.

Haben die zwei Unstetigkeiten keine gegenseitige Einwirkung auf einander, dann bleibt zwischen dem Unterwasser der oberen und dem Oberwasser der unteren ein Stück der E_n-Linie erhalten.

Haben aber die zwei auf einander folgenden Unstetigkeiten gegenseitige Einwirkung, und entsprechen beide Unstetigkeiten der Abb. 11, dann schneiden sich die zwei auf den Pauspapieren aufgezeichneten Energielinien, noch bevor die eine und die andere die E_n-Linie erreicht hat.

In dem Querschnitt, wo die auf den Pauspapieren gezeichneten Anschlußenergielinien sich schneiden, tritt ein „Wechselsprung" ein, indem der Spiegel des „schießenden" Unterwassers der oberen Störung sich lotrecht erhebt zum Spiegel des „strömenden" Oberwassers der unteren Störung.

Die beiden auf den Pauspapieren gezeichneten Anschlußenergielinien werden sich nicht schneiden können, wenn das II_u der oberen Unstetigkeit und das II_o der unteren Unstetigkeit auf verschiedenen Seiten der E_n-Linie für die Zwischenstrecke liegen.

Hat die Zwischenstrecke „strömenden" Normalabfluß, so ist wegen Abschnitt XIII in der oberen Unstetigkeit Punkt II_u oberhalb von a der Abb. 11, in der unteren Unstetigkeit kann aber II_o sehr wohl tiefer als e liegen. Hat die Zwischenstrecke „schießenden" Normalabfluß, so ist in der unteren Unstetigkeit II_o höher als e, in der oberen Unstetigkeit kann aber II_u sehr wohl tiefer als a liegen.

Kommen aus den angegebenen Gründen die auf den Pauspapieren konstruierten Energielinien nicht zum Schnitt, so ist damit gezeigt, daß die Lagen von II_u und II_o zu Anfang und zu Ende der Zwischenstrecke nicht von einander unabhängig sind. Die Pauspapiere können nicht weiter verwendet werden. Man hat vielmehr von den Punkten II_u der oberen und II_o der unteren Unstetigkeit den einen so tief zu legen, als mit der Aufrechterhaltung des Durchflusses, sei es auf der Zwischenstrecke, sei es auf der einen Nachbarstrecke, verträglich ist. Von ihm aus wird für die Zwischenstrecke in der Richtung der anderen Unstetigkeit entgegen polygonal die Energielinie konstruiert, indem zu gewählten ΔE die zugehörigen ΔL gerechnet werden; dabei hat man zu beachten,

1. daß die gefundene Energielinie auf der Zwischenstrecke die einzuzeichnende E_{min}-Linie der Zwischenstrecke nirgends unterschreitet,
2. daß der Endpunkt der Energielinie der Zwischenstrecke am Ort der anderen Unstetigkeit nicht tiefer liegt, als mit der Aufrechterhaltung des Durchflusses von oder nach der benachbarten Außenstrecke verträglich ist.

Für die polygonale Konstruktion dieser Energielinie sind je nach dem besonderen Fall entweder die φ für „Strömen" oder die für „Schießen" zu verwenden. Nur wenn die gefundene Energielinie die E_{min}-Linie von oben her berührt, kann ein Wechsel im Fließzustand eintreten, so daß vom Berührungspunkt an die φ der anderen Fließart zu nehmen wären. Abb. 16 zeigt, daß im Berührungspunkt stets der Fließwechsel nur von „Schießen oberhalb" zu „Strömen unterhalb" erfolgen kann. Ein Wechselsprung tritt nicht ein, weil dem E_{min} für beide Fließarten die gleiche Wassertiefe y_{gr} entspricht.

Abb. 16.

Der Berührungspunkt mit der E_{min}-Linie kann je nach den Umständen auch an eines der Enden der Zwischenstrecke rücken, er kann auch, wie schon gesagt, gar nicht vorhanden sein.

Am Ende dieses Aufsatzes erscheint es zweckmäßig, zu wiederholen, was am Anfang gesagt wurde, daß er sich nur auf die Fälle bezieht, in welchen $\cos\alpha$, $\cos\beta$ und $\cos\varphi$ genau genug $= 1$ gesetzt werden dürfen. Außerdem dürfen Freistrahlen nicht vorkommen.

XIX.

Literaturangaben.

Rehbock, „Betrachtungen über Abfluß, Stau und Walzenbildung bei fließenden Gewässern." J. Springer, Berlin, 1917.

Böß, „Berechnung der Wasserspiegellage beim Wechsel des Fließzustandes". J. Springer, Berlin, 1919.

Rehbock, „Die Berechnung der Wasserspiegellage bei fließenden Gewässern". In „Die Wasserkraft", Jahrgang 1921, Seite 30.

Kreitner, „Über die Wasserspiegellage in offenen Gerinnen" in „Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins", Jahrgang 1923, Seite 197.

Kriemler, „Hydraulik", Seite 101, Konrad Wittwer, Stuttgart, 1920.

Professor E. Meyer-Peter, „Neuere Berechnungsmethoden auf dem Gebiete der Hydraulik", Schweizerische Bauzeitung vom 5. Juli 1924.

Frauenfelder: „Strömen oder Schießen?" Schweizerische Bauzeitung vom 26. Juli 1924.

ÜBER DIE BIEGUNG EINER SEHR LANGEN EISENBETONPLATTE.

Von Prof. Dr.-Ing. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).

(Schluß von Seite 19.)

§ 4 (15). Die Wirkung der gleichförmig verteilten Belastung in der Nähe der kurzen Seiten bei freier Stützung der Längsränder und vollkommener Einspannung der Querränder (Abb. 19).

Die allgemeine Lösung des vorigen Paragraphen:

$$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum \left(\frac{(n_1)}{n^5} + C_3' e^{\beta_3 x} + C_4' e^{\beta_4 x} \right) \cos \frac{n\pi y}{b}$$

gilt auch jetzt, man braucht nur die Integrationskonstanten C_3', C_4' den neuen Randbedingungen anzupassen. Wegen voll-

Abb. 19.

kommener Einspannung des Randes $x = 0$ muß für $x = 0$ $\zeta = 0$ und $\frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0$ sein; daraus folgen die Bedingungsgleichungen:

$$C_3' + C_4' = -\frac{(n_1)}{n^5},$$

$$\beta_3 C_3' + \beta_4 C_4' = 0,$$

welche die Werte:

$$C_3' = \frac{\alpha}{\beta - \alpha} \cdot \frac{(n_1)}{n^5}; \qquad C_4' = -\frac{\beta}{\beta - \alpha} \cdot \frac{(n_1)}{n^5}$$

liefern, wenn wie in §§ 1 (12) bis 3 (14) die Bedeutung von α und β durch Gl. (70) bestimmt ist.

Bei reellen Werten von α und β, d. h., wenn $H^2 > B_1 B_2$ ist (Fall I), ergibt sich für die Biegungsfläche die Gleichung:

$$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{(n_1)}{n^5} \left(1 + \frac{\alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \beta e^{-\frac{n x}{\beta}}}{\beta - \alpha} \right) \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (109\,\mathrm{I}$$

Im Fall II ($H_2 = B_1 B_2$) ist:

$$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{(n_1)}{n^5} \left[1 - \left(1 + \frac{n x}{\gamma} \right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (109\,\mathrm{II}$$

und im Falle III ($H^2 < B_1 B_2$):

$$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2} \times$$

$$\times \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{(n_1)}{n^5} \left[1 - \left(\cos \frac{n x}{\beta'} + \frac{\beta'}{\alpha'} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (109\,\mathrm{III}$$

mit derselben Bedeutung der Konstanten α', β', γ wie in den vorigen Paragraphen.

Auf Grund dieser Gleichungen sind folgende Formeln für die Momente, Querkräfte und Auflagerreaktionen abgeleitet worden:

I. Fall ($H^2 > B_1 B_2$):

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\cdot\frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}\sum_n \frac{(n_1)}{n^3}\left[1+\frac{\pi^2\alpha^2-m_2 b^2}{\pi^2\alpha(\beta-\alpha)}e^{-\frac{nx}{\alpha}}-\frac{\pi^2\beta^2-m_2 b^2}{\pi^2\beta(\beta-\alpha)}e^{-\frac{nx}{\beta}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\sum_n \frac{(n_1)}{n^3}\left[1+\frac{\pi^2\alpha^2 m_1-b^2}{\pi^2\alpha(\beta-\alpha)m_1}e^{-\frac{nx}{\alpha}}-\frac{\pi^2\beta^2 m_1-b^2}{\pi^2\beta(\beta-\alpha)m_1}e^{-\frac{nx}{\beta}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b} \end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots\ldots\ldots (110\,\mathrm{I})$$

$$D = \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\cdot\frac{2C}{B_2}\cdot\frac{b}{\pi(\beta-\alpha)}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left(e^{-\frac{nx}{\beta}}-e^{-\frac{nx}{\alpha}}\right)\sin\frac{n\pi y}{b}\quad\ldots\ldots\ldots\ldots (111\,\mathrm{I})$$

$$\left.\begin{aligned} V_1 &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3(\beta-\alpha)}\cdot\frac{B_1}{B_2}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\left[\left(\frac{2C}{B_1}+\frac{1}{m_2}-\frac{b^2}{\pi^2\beta^2}\right)e^{-\frac{nx}{\beta}}-\left(\frac{2C}{B_1}+\frac{1}{m_2}-\frac{b^2}{\pi^2\alpha^2}\right)e^{-\frac{nx}{\alpha}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b} \\ V_2 &= -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\left[1+\left(1+\frac{\beta}{\alpha}\right)\varepsilon_2\,e^{-\frac{nx}{\alpha}}-\left(1+\frac{\alpha}{\beta}\right)\eta_2\,e^{-\frac{nx}{\beta}}\right]\sin\frac{n\pi y}{b}\ ^{6)} \end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots\ldots (112\,\mathrm{I})$$

$$\left.\begin{aligned} R_1 &= -\left(V_1+\frac{\partial D}{\partial y}\right)_{x=0} = -\frac{4\,q(\alpha+\beta)}{\pi}\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\cos\frac{n\pi y}{b} \\ R_2 &= \left(V_2+\frac{\partial D}{\partial x}\right)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}(n_1)}{n^2}\left[1+\left(1+\frac{\beta}{\alpha}\right)\varepsilon_2'\,e^{-\frac{nx}{\alpha}}-\left(1+\frac{\alpha}{\beta}\right)\eta_2'\,e^{-\frac{nx}{\beta}}\right] \end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots (113\,\mathrm{I})$$

Die Hilfsgrößen ε_2, η_2, ε_2', η_2' haben hier dieselbe Bedeutung wie in den Gl. (93 I) und (94 I).

Die Eckkraft $\hat{R}$ tritt jetzt nicht auf, aber die Ausdrücke für M_1 und M_2 lassen sich ebenso wie im § 3 (14) nach dem Schema (97) bzw. (96) zerlegen. Dabei bleibt $(M_2)_\infty$ unverändert, und die Größen:

$$\left.\begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= \frac{4}{\pi^5}q\,b^2\frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left[\frac{b^2}{\alpha(\beta-\alpha)}\left(\frac{\pi^2\alpha^2}{b^2}-m_2\right)e^{-\frac{nx}{\alpha}}-\frac{b^2}{\beta(\beta-\alpha)}\left(\frac{\pi^2\beta^2}{b^2}-m_2\right)e^{-\frac{nx}{\beta}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b} \\ \mathfrak{M}_2 &= \frac{4}{\pi^5}q\,b^2\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left[\frac{b^2}{\alpha(\beta-\alpha)}\left(\frac{\pi^2\alpha^2}{b^2}-\frac{1}{m_1}\right)e^{-\frac{nx}{\alpha}}-\frac{b^2}{\beta(\beta-\alpha)}\left(\frac{\pi^2\beta^2}{b^2}-\frac{1}{m_1}\right)e^{-\frac{nx}{\beta}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b} \end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots (114\,\mathrm{I})$$

nehmen mit wachsenden x so rasch ab, daß sie etwa für $x \geq \frac{3}{2}\,b_{red}$ vernachlässigt werden können (bei der früheren Bedeutung von b_{red}).

Für die Einspannungsmomente der kurzen Seite finden wir aus (110 I):

$$(M_1)_{x=0} = -\frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\cos\frac{n\pi y}{b}\quad\ldots (115$$

Dieses ist absolut genommen genau das $\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}$-fache der entsprechenden Größe von $(M_2)_{x=\infty}$. D e m n a c h i s t d a s D i a g r a m m d e r E i n s p a n n u n g s m o m e n t e l ä n g s d e s R a n d e s b g e o m e t r i s c h ä h n l i c h d e m j e n i g e n d e r B i e g u n g s m o m e n t e M_2 i n d e n w e i t e n t f e r n t e n Y - Q u e r s c h n i t t e n d e r P l a t t e, w o d i e B i e g u n g a l s z y l i n d r i s c h b e t r a c h t e t w e r d e n k a n n.

Im besonderen Falle $B_1 = B_2$ werden beide Diagramme kongruent, was bereits für vollständig gleichförmige Belastung von Dr.-Ing. N á d a i in der zitierten Monographie gefunden worden ist.

Ähnlich wie bei den Biegungsmomenten kann man den Ausdruck für V_2 in der Gestalt:

$$V_2 = (V_2)_\infty + \mathfrak{V}_2$$

schreiben, wenn

$$\mathfrak{V}_2 = -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\times\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\left[\left(1+\frac{\beta}{\alpha}\right)\varepsilon_2\,e^{-\frac{nx}{\alpha}}-\left(1+\frac{\alpha}{\beta}\right)\eta_2\,e^{-\frac{nx}{\beta}}\right]\sin\frac{n\pi y}{b}\quad (116\,\mathrm{I}$$

Letztere Größe strebt ebenso wie V_1 bei wachsendem x der Grenze Null zu.

Die Querkraft verschwindet nicht wie in der vorgehenden Aufgabe für x = 0, sondern nimmt den Wert:

$$(V_2)_{x=0} = -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\left(\frac{1}{m_1}+\frac{2C}{B_2}\right)\sum_n\frac{(n_1)}{n^2}\sin\frac{n\pi y}{b}\quad (117\,\mathrm{I,\,III}$$

an. Ähnlich hat die Auflagerreaktion in der Ecke den Wert:

$$(R_2)_{x=0} = -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\left(\frac{1}{m_1}+\frac{2C}{B_2}\right)\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}(n_1)}{n^2}\quad (118\,\mathrm{I,\,III}$$

Für große Werte von x verschwindet der Unterschied zwischen der Auflagerreaktion R_2 und der Querkraft $(V_2)_{y=\frac{b}{2}}$ und beide Größen nähern sich derselben Grenze $-\frac{q\,b_1}{2}$.

[6] Diese Gleichung läßt sich in einer bequemeren Gestalt schreiben, die weiter unten aus der Gl. (139 I) für V_2 zu entnehmen ist, indem dort $\omega_n = 1$ gesetzt wird. Ähnliches gilt von dem Ausdruck für R_2 (113 I), welcher aus (143 I) sich ergibt.

Die Auflagerreaktion R_1 der kurzen Seite b erreicht ihren absoluten Höchstwert:

$$|R_1|_{max} = \frac{4}{\pi} q (\alpha + \beta) \sum \frac{(n_1)}{n^2} = \frac{8 q b}{\pi^2} \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \quad (119\text{ I, III}$$

für $y = 0$ und nimmt gegen die Ecken bis Null ab. Im besonderen Falle der vollständigen Belastung ($b_1 = b$) ist

$$|R_1|_{max} = 1{,}168\, q (\alpha + \beta) = 0{,}743\, q b \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}} \quad (120\text{ I, III}$$

Im Grenzfalle einer linienförmigen Belastung $q' = \lim_{b_1 = 0} q b_1$ der X-Achse wird R_{1max} logarithmisch unendlich.

Die Gesamtreaktion der Seite b:

$$\overline{R}_1 = 2 \int_0^{\frac{b}{2}} R_1\, d y = - \frac{8}{\pi^2} q b (\alpha + \beta) \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \quad . \ . \ (121\text{ I, III}$$

hat im Falle $b_1 = b$ den Wert:

$$\overline{R}_1 = -0{,}8528\, q b (\alpha + \beta) = -0{,}543\, q b^2 \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \quad (122\text{ I, III}$$

und im Grenzfalle der linienförmigen Belastung q' den Wert:

$$\overline{R}_1 = -1{,}1676\, q' (\alpha + \beta) = -0{,}743\, q' b \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \quad (123\text{ I, III}$$

II. Fall ($H^2 = B_1 B_2$):

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \left\{ m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1 - \left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1 \right) \frac{n x}{\gamma} \right\} e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{4 q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \left\{ 1 + \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \left(1 - \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \frac{n x}{\gamma} \right\} e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots (110\text{ II}$$

$$D = \frac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{2 C}{B_2} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \cdot \frac{n x}{\gamma} e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots \ldots (111\text{ II}$$

$$\left.\begin{aligned} V_1 &= \frac{4 q b}{\pi^2} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[2 - \left\{ 1 - \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \left(\frac{2 C}{B_1} + \frac{1}{m_2} \right) \right\} \frac{n x}{\gamma} \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ V_2 &= - \frac{4 q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left\{ 1 - \left[1 + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(\frac{2 C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) + \left\{ 1 - \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(\frac{2 C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) \right\} \frac{n x}{\gamma} \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right\} \sin \frac{n \pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ 112\text{ II}$$

$$\left.\begin{aligned} R_1 &= - \frac{8 q b}{\pi^2} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ R_2 &= - \frac{4 q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \left\{ 1 - \left[1 + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(\frac{4 C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) + \left\{ 1 - \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(\frac{4 C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) \right\} \frac{n x}{\gamma} \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right\} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ 113\text{ II}$$

Für die Einspannungsmomente des Randes $x = 0$ ergibt sich aus der Formel für M_1 derselbe Ausdruck (115) wie im I. Fall. Die Formeln für $(V_2)_{x=0}$ und $(R_2)_{x=0}$ bleiben auch die gleichen und die übrigen Formeln (119) bis (123) vereinfachen sich zu folgenden:

$$|R_1|_{max} = \frac{8 q b}{\pi^2} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \quad \ldots \ldots (119\text{ II}$$

$$(\text{für } b_1 = b) \quad |R_1|_{max} = 0{,}743\, q b \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \quad \ldots \ldots (120\text{ II}$$

$$\overline{R}_1 = - \frac{16 q b^2}{\pi^3} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \quad . \ (121\text{ II}$$

$$(\text{für } b_1 = b) \quad \overline{R}_1 = -0{,}543\, q b^2 \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \quad \ldots \ldots (122\text{ II}$$

$$\left(\begin{array}{c}\text{für } b_1 = 0 \\ \lim q b_1 = q'\end{array}\right) \quad \overline{R}_1 = -0{,}743\, q' b \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \quad \ldots \ldots (123\text{ II}$$

Letztere Formeln liefern einige einfache Regeln für praktische Anwendungen.

III. Fall ($H^2 < B_1 B_2$):

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left\{ 1 - \left[\left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1 \right) \cos \frac{n x}{\beta'} - \frac{\beta'}{\alpha'} \left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1 \right) \sin \frac{n x}{\beta'} \right] e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right\} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{4 q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left\{ 1 - \left[\left(1 + \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \cos \frac{n x}{\beta'} + \frac{\beta'}{\alpha'} \left(1 - \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \sin \frac{n x}{\beta'} \right] e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right\} \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (110\text{ III}$$

$$D = \frac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{2 C}{B_2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \cdot \frac{\pi \beta'}{b} e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n x}{\beta'} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \ldots \ldots (111\text{ III}$$

$$\left.\begin{aligned}
V_1 &= \frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\sum_n \frac{(n_1)}{n^2}\left[\frac{2\,b}{\pi\,\alpha'}\cos\frac{n\,x}{\beta'} - \frac{\pi\,\beta'}{2\,b}\left(\frac{1}{m_1}\cdot\frac{B_2}{B_1} - \frac{1}{m_2}\right)\sin\frac{n\,x}{\beta'}\right]e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}}\cos\frac{n\,\pi\,y}{b}\\
V_2 &= -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sum_n \frac{(n_1)}{n^2}\left\{1-\left[\left\{1+\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\left(\frac{2\,C}{B_2}+\frac{1}{m_1}\right)\right\}\cos\frac{n\,x}{\beta'} + \frac{\beta'}{\alpha'}\left\{1-\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\left(\frac{2\,C}{B_2}+\frac{1}{m_1}\right)\right\}\sin\frac{n\,x}{\beta'}\right]e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}}\right\}\sin\frac{n\,\pi\,y}{b}
\end{aligned}\right\} \quad (112\,\text{III}$$

$$\left.\begin{aligned}
R_1 &= -\frac{8\,q\,b^2}{\pi^3\,\alpha'}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\sum_n \frac{(n_1)}{n^2}\cos\frac{n\,\pi\,y}{b} = -\frac{8\,q\,b}{\pi^2}\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B^2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}\sum_n \frac{(n_1)}{n^2}\cos\frac{n\,\pi\,y}{b}\\
R_2 &= -\frac{4\,q\,b}{\pi^2}\sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}(n_1)}{n^2}\left\{1-\left[\left\{1+\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\left(\frac{2\,C}{B_2}+\frac{1}{m_1}\right)\right\}\cos\frac{n\,x}{\beta'} + \frac{\beta'}{\alpha'}\left\{1-\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\left(\frac{2\,C}{B_2}+\frac{1}{m_1}\right)\right\}\sin\frac{n\,x}{\beta'}\right]e^{-\frac{n\,x}{\alpha'}}\right\}
\end{aligned}\right\} \quad (113\,\text{III}$$

Man bemerkt leicht, daß die Formel für R_1 dieselbe Gestalt wie im I. Falle beibehalten hat. Ebenso gelten auch jetzt die Formeln (117) bis (123) ohne Änderung.

§ 5 (16). Die Wirkung einer einzigen Querrippe bei einer sehr langen mit beiden Längsrändern frei aufgelagerten Platte.[1])

Infolge der festen Verbindung der Rippe mit der Platte spielt die letztere eine doppelte Rolle: Erstens als eine auf allgemeine Biegung beanspruchte und von der Rippe elastisch gestützte Platte mit zwei neutralen Schichten und einer Biegungsfläche, die der Differentialgleichung (13) gehorcht; zweitens als der plattenförmige Teil des auf die ebene Biegung beanspruchten Plattenbalkens mit eigener neutraler Schicht. In dieser zweiten Eigenschaft erleidet die Platte gewisse Druckspannungen in der Querrichtung, deren Verteilung in einer späteren Veröffentlichung eingehend studiert werden wird. Vorläufig kann angenommen werden, daß bei der Biegung der Rippe infolge symmetrisch verteilter Belastung beiderseits Plattenstreifen von der mittleren Breite c mitwirken. Die mitwirkende Plattenbreite im bekannten Sinne amtlicher Eisenbetonbestimmungen wäre also gleich $2\,c + g$,

Abb. 20.

[1]) Hierzu sind die nachträglich eingegangenen Ausführungen des Verfassers am Schluß des Heftes (Seite 70) zu beachten.

wenn mit g die knapp an der Platte gemessene Rippenbreite bezeichnet wird (Abb. 20).

Die Plattenbelastung bestehe jetzt aus einer gleichförmigen Flächenbelastung q (kg/m²) des Plattenmittelstreifens von der Breite b_1 und einer gleichförmigen Linienbelastung q' (kg/m) des mittleren Rippenteiles von der Länge b_2. Wenn die Rippe vollkommen starr wäre, so würde sich die rechte Plattenhälfte nach der Gl. (109) biegen (bei der Wahl der Y-Achse in der rechten Wandebene der Rippe), und unter dem Einfluß der Belastung q würden in der Rippe Reaktionskräfte auftreten, welche durch die erste der Formeln (113) zu bestimmen wären. Die Rippe gibt aber den Reaktionskräften und der Belastung q' nach und es entsteht eine neue Plattenbiegung, die sich auf die vorherige übereinanderlagert. Es liegt nahe, die resultierende Durchbiegung durch den Ausdruck:

$$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5\,B_2}\sum_n\left[\frac{(n_1)}{n^5} - \frac{(n_1)-\varepsilon_n\,(n_2)}{n^5}\cdot\frac{\beta\,e^{-\frac{n\,x}{\beta}} - \alpha\,e^{-\frac{n\,x}{\alpha}}}{\beta-\alpha}\right]\cos\frac{n\,\pi\,y}{b} \quad (124\,\text{I}$$

darzustellen, wobei $n = 1, 3, 5, \ldots$, $(n_1) = \sin\frac{n\pi}{2}\cdot\frac{b_1}{b}$, $(n_2) = \sin\frac{n\pi}{2}\cdot\frac{b_2}{b}$

und mit ε_n die unbekannten Koeffizienten bezeichnet werden, welche aus den noch nicht befriedigten Randbedingungen zu bestimmen wären. Dieser Ausdruck befriedigt nämlich die Differentialgleichung der Biegungsfläche und die Randbedingungen längs der Ränder $y = \pm\frac{b}{2}$ und für $x = \infty$; es bleiben noch die ziemlich komplizierten Randbedingungen in der Verbindungslinie zwischen der Rippe und der Platte ($x = 0$) zur Verfügung. Wir wenden hier zweckmäßig die Ritzsche Methode an und suchen zuerst den allgemeinen Ausdruck für die potentielle Energie unserer Rippenplatte.

Man bemerkt leicht, daß, abgesehen von der immer vernachlässigbaren Arbeit der Querkräfte, die Energie in folgende Summen zerlegt werden kann:

1. Die durch Gleichung (9′) bestimmte allgemeine Biegungsarbeit der Platte allein;
2. die Biegungsarbeit der Rippe allein und
3. die Arbeit der Druckkräfte in den „mitwirkenden“ Plattenteilen.

Für den ersten Teil der Formänderungsarbeit gilt der Ausdruck:

$$2\cdot\frac{1}{2}\int_0^l dx\int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} dy\left[B_1\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}\right)^2 + B_2\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2}\right)^2 + \left(\frac{B_1}{m_2}+\frac{B_2}{m_1}\right)\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}\cdot\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2} + 4\,C\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial x\,\partial y}\right)^2\right];$$

für den zweiten Teil findet man leicht:

$$\frac{1}{2}\int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} B_r\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2}\right)^2_{x=0} dy,$$

wenn B_r die Biegungssteifigkeit der Rippe allein bezeichnet, und für den dritten Teil:

$$2 \cdot \frac{1}{2} c \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \frac{\sigma_b^2 F_2}{E_b} d y$$

wenn $-\sigma_b$ die Betondruckspannung und $F_2 = F_{2b} + n F_{2r}$ die auf den reinen Betonquerschnitt reduzierte Plattenquerschnittsfläche von der Breite 1 bezeichnet. Dabei bezieht sich die Biegungssteifigkeit B_r auf eine neutrale Achse, welche der Biegung des Plattenbalkens von der Breite $2c + g$ in der YZ-Ebene entspricht. Bezeichnet $\bar{e}$ die Entfernung dieser neutralen Achse von jener, die der Plattenbiegung in derselben Ebene entspricht, so hat die Betonspannung σ_b im dritten Ausdruck den absoluten Wert:

$$\bar{e} E_b \frac{1}{(\varrho_2)_{x=0} + \bar{e}}$$

wofür mit vollkommen ausreichender Annäherung

$$\frac{\bar{e} E_b}{(\varrho_2)_{x=0}} = \bar{e} E_b \left(-\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)_{x=0}$$

gesetzt werden kann. Demnach bekommt der Ausdruck für den dritten Teil die Gestalt:

$$c \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \bar{e}^2 E_b F_2 \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)^2_{x=0} d y$$

Der zweite und dritte Teil lassen sich in einen einzigen Ausdruck zusammenziehen, und zwar:

$$\frac{1}{2} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} (B_r + 2 c \bar{e}^2 E_b F_2) \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)^2_{x=0} d y = \frac{1}{2} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} (B^* - 2 B_2 c) \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)^2_{x=0} d y$$

Hier bezeichnet

$$B^* = B_r + 2 c \bar{e}^2 E_b F_2 + 2 B_2 c$$

die Biegungssteifigkeit des Plattenbalkens von der oberen Breite $2c + g$. Für die gesamte innere Formänderungsarbeit unserer Rippenplatte erhalten wir schließlich den Ausdruck:

$$L_i = \int_0^l \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \left[B_1 \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}\right)^2 + B_2 \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)^2 + \left(\frac{B_1}{m_2} + \frac{B_2}{m_1}\right) \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + 4 C \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y}\right)^2\right] d x d y + \frac{1}{2} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} (B^* - 2 B_2 c) \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)^2_{x=0} d y \quad (125$$

und für die Arbeit der äußeren Kräfte

$$L = \int_0^l \int_{-\frac{b_1}{2}}^{\frac{b_1}{2}} q \zeta \, d x d y + \frac{1}{2} \int_{-\frac{b_2}{2}}^{\frac{b_2}{2}} q'(\zeta)_{x=0} d y \quad (126$$

Aus den Bedingungsgleichungen

$$\frac{\partial}{\partial \varepsilon_n} (L_i - 2 L) = 0 \text{ [7]} \quad (127$$

können jetzt die Parameter ε_n ($n = 1, 3, 5, \ldots$) bestimmt werden.

[7]) H. Lorenz, „Näherungslösungen von Problemen der Elastizitätstheorie", Phys. Zeitschr. 1913, XIV., S. 71 oder „Näherungslösungen statisch unbestimmter Probleme", Zeitschr. d. V. d. Ing. 1913, S. 543.

Führt man die abkürzenden Bezeichnungen:

$$\frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} = \Omega, \quad (n_1) - \varepsilon_n (n_2) = (n_1) \omega_n$$

ein, so gibt die Differentiation des Ausdruckes (124 I) für ζ folgendes:

$$\left.\begin{aligned}
\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} &= \Omega \frac{1}{\alpha \beta} \sum_n \frac{(n_1) \omega_n}{n^3} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\beta}}}{\beta - \alpha} \cos \frac{n \pi y}{b} \\
\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} &= -\Omega \frac{\pi^2}{b^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \omega_n \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha}\right] \cos \frac{n \pi y}{b} \\
\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y} &= -\Omega \frac{\pi}{b} \sum_n \frac{(n_1) \omega_n}{n^3} \cdot \frac{e^{-\frac{n x}{\beta}} - e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \sin \frac{n \pi y}{b}
\end{aligned}\right\} (128 I$$

Setzt man diese Werte in die allgemeine Formel (125) für die potentielle Energie ein und führt die Integrationen aus, so ergibt sich nach mehrfachen Reduktionen:

$$\begin{aligned}
L_i = \Omega^2 \Bigg[& \frac{B_1 b}{4 \alpha \beta (\alpha + \beta)} \sum_n \frac{(n_1)^2 \omega_n^2}{n^7} + \frac{\pi^4 B_2}{2 b^3} \sum_n \frac{(n_1)^2}{n^6} \left\{l - 2 (\alpha + \beta) \frac{\omega_n^2}{n} + \frac{1}{2} \left(\alpha + \beta + \frac{\alpha \beta}{\alpha + \beta}\right) \frac{\omega_n^2}{n}\right\} \\
& + \frac{\pi^2}{4 (\alpha + \beta) b} 2 H \sum_n \frac{(n_1)^2 \omega_n^2}{n^7} + \frac{\pi^4}{4 b^3} (B^* - 2 B_2 c) \sum_n \frac{(n_1)^2 (1 - \omega_n)^2}{n^6} \Bigg]
\end{aligned} \quad (129$$

Ähnlich bekommen wir für die doppelte Arbeit der äußeren Kräfte den Ausdruck:

$$2 L = \Omega \left[\frac{4 b q}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)^2}{n^6} \left\{l - (\alpha + \beta) \frac{\omega_n}{n}\right\} + \frac{2 b q'}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)^2 \varepsilon_n}{n^6}\right]. \quad (130$$

In beiden bedeutet l die (unendliche) Länge einer Plattenhälfte. Die Minimumsbedingungen (127) liefern nun nach gewisser Reduktionsarbeit mit Benutzung der Beziehungen (72):

$$\omega_n = \frac{\frac{B^*}{B_2} - 2 c - \frac{(n_2)}{(n_1)} \cdot \frac{q'}{q}}{\frac{B^*}{B_2} - 2 c + 2 \frac{\alpha + \beta}{n}}; \quad \varepsilon_n = \frac{\frac{q'}{q} + 2 \frac{\alpha + \beta}{n} \cdot \frac{(n_1)}{(n_2)}}{\frac{B^*}{B_2} - 2 c + 2 \frac{\alpha + \beta}{n}}. \quad (131$$

Man überzeugt sich leicht, daß die gewonnene Lösung (124 I) mit (131) im Grenzfalle $B^* - 2 B_2 c = 0$, d. h. ohne Rippe in

$$\zeta = \zeta(q) + \zeta(q')$$

übergeht, wenn

$$\zeta(q) = \frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^5} \cos \frac{n \pi y}{b}$$

und

$$\zeta(q') = \frac{2 q' b^4}{\pi^5 B_2} \cdot \frac{1}{\alpha + \beta} \sum_n \frac{(n_1)}{n^4} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \cos \frac{n \pi y}{b},$$

was mit den früher gefundenen Formeln für diese Belastungsfälle übereinstimmt. Im anderen Grenzfall einer vollkommen starren Rippe ($B^* = \infty$) wird $\varepsilon_n = 0$, $\omega_n = 1$ und die Lösung stimmt wieder mit der entsprechenden Lösung des § 4 (15) überein.

Für die Biegungs- und Verdrehungsmomente der Platte bekommen wir nach (124 I) die Ausdrücke:

$$\left.\begin{aligned}
M_1 &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\,\frac{B_1}{B_2}\sum_n \frac{(n_1)}{n^3}\left[\frac{1}{m_2}+\frac{\omega_n}{\beta-\alpha}\left\{\beta\left(\frac{b^2}{\pi^2\beta^2}-\frac{1}{m_2}\right)e^{-\frac{n x}{\beta}}-\alpha\left(\frac{b^2}{\pi^2\alpha^2}-\frac{1}{m_2}\right)e^{-\frac{n x}{\alpha}}\right\}\right]\cos\frac{n\pi y}{b}\\
M_2 &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\sum_n \frac{(n_1)}{n^3}\left[1+\frac{\omega_n}{\beta-\alpha}\left\{\beta\left(\frac{1}{m_1}\cdot\frac{b^2}{\pi^2\beta^2}-1\right)e^{-\frac{n x}{\beta}}-\alpha\left(\frac{1}{m_1}\cdot\frac{b^2}{\pi^2\alpha^2}-1\right)e^{-\frac{n x}{\alpha}}\right\}\right]\cos\frac{n\pi y}{b}\\
D &= \frac{4\,q\,b^3}{\pi^4}\cdot\frac{2\,C}{B_2}\sum_n \frac{(n_1)\,\omega_n}{n^3}\cdot\frac{e^{-\frac{n x}{\beta}}-e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta-\alpha}\sin\frac{n\pi y}{b}
\end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots(132\,\mathrm{I}$$

Daraus ergeben sich zwei wichtige besondere Werte der Biegungsmomente, und zwar:

$$\left.\begin{aligned}
(M_1)_{\substack{x=0\\y=0}} &= -\frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\cdot\frac{B_1}{B_2}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left[\left(\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}+\frac{1}{m_2}\right)\omega_n-\frac{1}{m_2}\right]\\
(M_2)_{\substack{x=0\\y=0}} &= \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\sum_n\frac{(n_1)}{n^3}\left[1-\left(1+\frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right)\omega_n\right]
\end{aligned}\right\}\quad(133$$

Beide können sowohl positiv wie auch negativ werden, je nach den Steifigkeits- und Belastungsverhältnissen der Rippe und der Platte. Insbesondere wird $(M_1)_{00}$ negativ, wenn

$$\omega_1 > \frac{1}{1+m_2\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}$$

ist, was bei genügend steifer Rippe oder genügend kleiner Verhältniszahl $q' : q$ zutrifft. Dafür wird $(M_2)_{00}$ positiv, solange

$$\omega_1 < \frac{1}{1+\frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}$$

bleibt bzw. negativ wird, und dieses tritt ein, wenn entweder die Steifigkeit der Rippe klein oder $q' : q$ groß ausfällt. Sonst kann $(M_2)_{00}$ negativ werden, trotz positiver Plattenkrümmung in der YZ-Ebene, insofern nur eine genügend starke negative Krümmung in der XZ-Ebene gleichzeitig eintritt.

Das Biegungsmoment des Plattenbalkens von der Biegungssteifigkeit $B^* - 2\,B_2\,c$ berechnet sich zu

$$M = -(B^* - 2\,B_2\,c)\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2}\right)_{x=0},$$

$$\text{d. h.:}\qquad M = \frac{4\,q\,b^2}{\pi^3}\left(\frac{B^*}{B_2}-2\,c\right)\sum\frac{(n_2)\,\varepsilon_n}{n^3}\cos\frac{n\pi y}{b}\quad\ldots(134$$

Nach dem Eintreten der Werte von ε_n läßt sich diese Gleichung in der Form:

$$M = M_q + M_q'$$

darstellen, wenn durch

$$\left.\begin{aligned}
M_q &= \frac{8\,q\,b^2}{\pi^3}(\alpha+\beta)\sum_n\frac{(n_1)}{n^4}\cdot\frac{\cos\frac{n\pi y}{b}}{1+2\,\frac{\alpha+\beta}{n}\cdot\frac{B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}\\
M_q' &= \frac{4\,q'\,b^2}{\pi^3}\sum_n\frac{(n_2)}{n^3}\cdot\frac{\cos\frac{n\pi y}{b}}{1+2\,\frac{\alpha+\beta}{n}\cdot\frac{B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}
\end{aligned}\right\}\quad\ldots(135$$

jene Werte des Momentes M bezeichnet werden, welche von der Belastung q der Platte allein bzw. von der Belastung q' der Rippe allein herrühren. Man kann daraus leicht Näherungsformeln für praktische Anwendungen ableiten, vorausgesetzt, daß die Verhältniszahl

$$2\,\frac{(\alpha+\beta)\,B_2}{B^*-2\,B_2\,c}$$

ein ziemlich kleiner echter Bruch ist, was offenbar dann zutrifft, wenn die Rippe genügend große Biegungssteifigkeit im Vergleiche zu der Platte von der Querschnittsbreite $(\alpha+\beta)$ besitzt. Dann ist mit guter Annäherung:

$$\left.\begin{aligned}
M_q &= \sim\frac{8}{31}(\alpha+\beta)\,q\,b^2\,\frac{\sin\frac{\pi b_1}{2\,b}\cos\frac{\pi y}{b}}{1+\frac{2(\alpha+\beta)\,B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}\\
M_q' &= \sim\frac{M_q'^{(0)}}{1+\frac{2(\alpha+\beta)\,B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}
\end{aligned}\right\}\quad\ldots(135\,a$$

falls $M_q^{(0)}$ das Biegungsmoment eines einfachen Balkens von der Spannweite b und der gleichförmigen Belastung $q'b_2$ im mittleren Teile bezeichnet.

Für $y = 0$ ergeben sich aus (135) die genauen Höchstwerte:

$$\left.\begin{aligned}
(M_q)_{max} &= \frac{8(\alpha+\beta)\,q\,b^2}{\pi^3}\sum_n\frac{1}{n^4}\cdot\frac{\sin\frac{n\pi}{2}\cdot\frac{b_1}{b}}{1+2\cdot\frac{\alpha+\beta}{n}\cdot\frac{B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}\\
(M_{q'})_{max} &= \frac{4\,q'\,b_2}{\pi^3}\sum_n\frac{1}{n^3}\cdot\frac{\sin\frac{n\pi}{2}\cdot\frac{b_2}{b}}{1+2\cdot\frac{\alpha+\beta}{n}\cdot\frac{B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}
\end{aligned}\right\}\quad(136$$

und aus (135a) entsprechende Näherungsformeln:

$$\left.\begin{aligned}
(M_q)_{max} &= \sim\frac{8}{31}\cdot\frac{(\alpha+\beta)\,q\,b^2\sin\frac{\pi}{2}\cdot\frac{b_1}{b}}{1+\frac{2(\alpha+\beta)\,B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}\\
(M_{q'})_{max} &= \sim\frac{1}{8}\cdot\frac{q'\,b_2\,(2\,b-b_2)}{1+\frac{2(\alpha+\beta)\,B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}
\end{aligned}\right\}\quad\ldots(136\,a$$

Diese Formeln vereinfachen sich noch in folgenden praktisch wichtigen Fällen:

a) $b_1 = b_2 = b$, d. h. sowohl die Belastung der Platte wie auch diejenige der Rippe erstrecken sich über die ganze Spannweite b. Jetzt ist genau:

$$\left.\begin{aligned}
(M_q)_{max} &= \frac{8(\alpha+\beta)\,q\,b^2}{\pi^3}\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^4+2\,n^3\,\frac{(\alpha+\beta)\,B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}\\
&\qquad (n = 1,\ 3,\ 5,\ \ldots)\\
(M_{q'})_{max} &= \frac{4\,q'\,b^2}{\pi^3}\sum_n\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^3+2\,n^2\,\frac{(\alpha+\beta)\,B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}
\end{aligned}\right\}\quad\cdot\,(137$$

und angenähert:

$$M_{max} = (M_q)_{max} + (M_{q'})_{max} = \sim\frac{\frac{8}{31}(\alpha+\beta)\,q\,b^2+\frac{1}{8}\,q'\,b^2}{1+\frac{2(\alpha+\beta)\,B_2}{B^*-2\,B_2\,c}}\quad(137\,a$$

Diese Formel gibt eine gute Übersicht der Mitwirkung beider Tragelemente und weist deutlich auf die Vorteile ihres Zusammenhanges hin.

b) $b_1 = b$, $b_2 = 0$, $\lim b_2\,q' = P$, d. h. vollständige gleichmäßige Belastung der Platte und konzentrierte Belastung P der Rippenmitte.

In diesem Falle ist genau:

$$\left.\begin{aligned} M_{max} = \frac{8(\alpha+\beta) q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^4 + 2 n^2 \dfrac{(\alpha+\beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}} \\ + \frac{2 P b}{\pi^2} \sum_n \frac{1}{n^2 + 2 n \dfrac{(\alpha+\beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}} \end{aligned}\right\} \quad (138$$

und näherungsweise bei kleinen Werten von

$$\frac{2(\alpha+\beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c} = t$$

$$M_{max} = \infty \frac{8}{31} \cdot \frac{(\alpha+\beta) q b^2}{1+t} + \frac{P b}{4} \cdot \frac{1}{1+0{,}78\, t} \quad . . (138a$$

Zum Näherungswerte des Koeffizienten von $P b$ in dieser Formel führt folgende Überlegung:

Der genaue Wert der Reihe $\sum_n \frac{1}{n^2 + n t}$ liegt für beliebiges positives t zwischen den Grenzen:

$$\sum_n \frac{1}{n^2} = \frac{\pi^2}{8} \text{ und } \sum_n \frac{1}{n^2(1+t)} = \frac{1}{1+t} \cdot \frac{\pi^2}{8}.$$

Das harmonische Mittel der letzten Größen $\frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{2}{2+t}$ wird offenbar vom genauen Werte der Reihe desto weniger abweichen, je kleiner t ist. Für $t = 1$ findet man leicht die Summe der Reihe und zugleich den genauen Wert des betrachteten Koeffizienten, und zwar:

$$\sum_n \frac{1}{n^2+n} = \frac{1}{1\cdot 2} + \frac{1}{3\cdot 4} + \frac{1}{5\cdot 6} + \ldots = \left(1 - \frac{1}{2}\right) + \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{4}\right) + \ldots$$

$$= 0{,}693 = 0{,}562 \frac{\pi^2}{8}.$$

Das harmonische Mittel hat jetzt den Wert $\frac{2}{3} \cdot \frac{\pi^2}{8}$, d. h. ca. 18 vH mehr, setzt man jedoch statt dessen als Näherungswert der Summe

$$\frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{1}{1+0{,}78\, t},$$

so ergibt dieser Ausdruck im Intervalle $0 < t \leq 1$ Werte, welche die genaue Größe höchstens um 2,5 vH übersteigen.

Wir kehren jetzt zu den statischen Größen der Platte zurück und finden für die Querkräfte folgende Formeln:

$$\left.\begin{aligned} V_1 &= \frac{4 q b^2}{\pi^3(\beta-\alpha)} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)\omega_n}{n^3} \left[\left(\frac{2C}{B_1} + \frac{1}{m_2} - \frac{b^2}{\pi^2 \beta^2}\right) e^{-\frac{n x}{\beta}} - \left(\frac{2C}{B_1} + \frac{1}{m_2} - \frac{b^2}{\pi^2 \alpha^2}\right) e^{-\frac{n x}{\alpha}}\right] \cos \frac{n \pi y}{b} \\ V_2 &= -\frac{4 q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[1 - \omega_n \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left\{\left(-\frac{2C}{B_2} - \frac{1}{m_1} + \frac{\pi^2 \beta^2}{b^2}\right) \frac{\alpha e^{-\frac{n x}{\beta}}}{\beta - \alpha} + \left(\frac{2C}{B_2} + \frac{1}{m_1} - \frac{\pi^2 \alpha^2}{b^2}\right)\right\} \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha}\right] \sin \frac{n \pi y}{b} \end{aligned}\right\} \quad (139\,I$$

Die von einer Plattenhälfte auf die Rippe übertragenen Kräfte berechnen sich zu:

$$|R_1| = (V_1)_{x=0} = \frac{4(\alpha+\beta) q}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)\omega_n}{n^2} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad . . (140$$

mit dem Höchstwert für $y = 0$:

$$|R_1|_{max} = \frac{4(\alpha+\beta) q}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)\omega_n}{n^2} \quad . . . . . (141$$

Ihre Resultierende ist:

$$|\overline{R}_1| = 2 \int_0^{\frac{b}{2}} |R_1|\, d y = \frac{8(\alpha+\beta) q}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)\omega_n}{n^3} \quad . . (142$$

Sie kann bei gewissen wenig von 1 abweichenden Werten des Verhältnisses $\frac{(n_2)}{(n_1)} \cdot \frac{q'}{q} : \left(\frac{B^*}{B_2} - 2c\right)$ verschwinden und in diesem Falle trägt die Rippe nur die eigene Belastung q'.

Die Auflagerreaktionen des Längsrandes $y = \frac{b}{2}$ sind gegeben durch die Gleichung:

$$R_2 = \left(V_2 + \frac{\partial D}{\partial x}\right)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{4 q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \left[1 - \omega_n \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left\{\left(\frac{1}{m_1} + \frac{4C}{B_2} - \frac{\pi^2 \alpha^2}{b^2}\right) \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha} + \left(\frac{\pi^2 \beta^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} - \frac{4C}{B_2}\right) \frac{\alpha e^{-\frac{n x}{\beta}}}{\beta - \alpha}\right\}\right] \quad (143\,I$$

und erreichen den Höchstwert ihrer absoluten Größe für $x = 0$:

$$|R_2|_{max} = \frac{4 q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \times \left[1 - \omega_n \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(\frac{1}{m_1} + \frac{4C}{B_2} + \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\right] \quad (144$$

Dieser Wert kann jetzt bei der linienförmigen Belastung q' der ganzen Spannweite b (d. h. wenn $b_2 = b$) nicht mehr unendlich werden, wie es bei einer rippenlosen Platte § 1 (12) der Fall war, weil die Übertragung dieser Belastung jetzt hauptsächlich von der Rippe vermittelt wird.

Die Gesamtreaktion eines halben Längsrandes l der Platte wird bestimmt durch:

$$\left.\begin{aligned} \overline{R}_2 &= \int_0^l R_2\, d x = -\frac{4 q b l}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \\ &\quad + \frac{4 q b}{\pi^2} (\alpha+\beta) \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)\omega_n}{n^3} \\ &\doteq -\frac{q b_1 l}{2} + \frac{4 q b}{\pi^2} (\alpha+\beta) \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)\omega_n}{n^3} \end{aligned}\right\} \quad (145$$

Daraus findet man mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingung:

$$2\overline{R}_2 + R_r + q b_1 l + \frac{q' b_2}{2} = 0$$

die Auflagerreaktion der Rippe:

$$R_r = -\frac{q' b_2}{2} - \frac{8 q b(\alpha+\beta)}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)\omega_n}{n^3} \quad (146$$

im Einklang mit dem Ergebnis der Berechnung von $\overline{R}_1$ (Gl. 142).

Meistens wird man sich mit der Näherungsformel:

$$|R_r| = \frac{q' b_2}{2} + \frac{8 q b (\alpha + \beta)}{\pi^3} \cdot \frac{\left(\frac{B^*}{B_2} - 2c\right) \sin\frac{\pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b} - \frac{q'}{q} \sin\frac{\pi}{2} \cdot \frac{b_2}{b}}{\frac{B^*}{B_2} - 2c + 2(\alpha + \beta)} \qquad (146a$$

begnügen können, die durch Beibehalten des ersten Gliedes der Reihe gewonnen wird. Sie vereinfacht sich noch im Falle der Belastung der ganzen Spannweite ($b_1 = b_2 = b$) zu:

$$|R_r| = \frac{q' b}{2} + \frac{8 q b}{\pi^2} (\alpha + \beta) \frac{\frac{B^*}{B_2} - 2c - \frac{q'}{q}}{\frac{B^*}{B_2} - 2c + 2(\alpha + \beta)} \qquad (147$$

Mit der Konzentrierung der Belastung nimmt die Genauigkeit der Näherungsformel (146) offenbar ab.

Die Ausdrücke für die statischen Größen sind zwar in diesem Paragraphen bei der Voraussetzung des I. Falles $H^2 > B_1 B_2$ angeleitet worden, es wird jedoch von dem Übergange in den II. und III. Fall abgesehen, da dabei nur die allgemeinen Formeln (124), (128), (132), (139) als Funktionen von x und y ihre Gestalt ändern, während die übrigen in allen drei Fällen ungeändert gebraucht werden können. Deswegen sind ihre Ordnungszahlen ohne I geschrieben worden.

EIN NEUZEITLICHES HAUPTLAGERGEBÄUDE.

Von Oberingenieur Holtschmit.

In neuerer Zeit sind die großen Maschinenfabriken dazu übergegangen, Betriebsstoffe, Werkzeuge, in der Werkstatt hergestellte Halberzeugnisse sowie fertige Maschinen jeder Größe übersichtlich in einem Hauptlagergebäude geordnet abzustellen. Durch eine solche Lagereinrichtung verringert man nicht nur erheblich die Transportwege, sondern es werden auch große Teile des wertvollen Fabrikgeländes frei, da ein mehrstöckiges Lagerhaus bedeutend weniger Grundfläche gebraucht als die früher vielfach üblichen großen Lagerplätze und einstöckigen Hallen. Außer der Übersichtlichkeit verlangt man von einem neuzeitlichen Lagergebäude noch die Erfüllung folgender Bedingungen: schnelle Aufstellung und Möglichkeit einer leichten Erweiterung des Gebäudes, Anpassung an das zu lagernde Material, gute Beförderungsmöglichkeiten und Feuersicherheit. Alle diese Bedingungen erfüllt das im folgenden beschriebene Hauptlagergebäude, welches die Demag vor drei Jahren in ihrem Duisburger Werk errichtet hat. Aus betriebstechnischen Gründen mußte nämlich der Ausbau des Gebäudes in denkbar kürzester Zeit nach einem bestimmten Programm erledigt sein. In welch hervorragender Weise die 65 m lange, 27 m breite und 30 m hohe viergeschossige Doppelhalle aufgebaut wurde, soll hier an Hand einiger Bilder gezeigt werden. Für das Gerippe wurde Eisenkonstruktion gewählt.

Die einzelnen Bauvorgänge sind aus den Abb. 1 u. 2 gut ersichtlich. Abb. 1 zeigt das Verlegen der Fundamentroste und die Aufstellung der ersten Säulen. Wie bei den meisten Montagen so konnte man auch hier sich nicht die Vorteile des elektrischen Hebezeuges zunutze machen. Man verwendete deshalb, wie in Abb. 1 zu erkennen ist, einen mit Dampf betriebenen fahrbaren Montagekran, der dieser gewaltigen Aufgabe vollständig gewachsen war. Bei seiner großen Höhe von 35 m besitzt er eine höchste Leistungsfähigkeit von 15 t. Schon fünf Tage später hatten die ersten beiden vollständigen Reihen mit je 8 Säulen Aufstellung gefunden.

Abb. 1.

Abb. 2.

Nach kaum 2½ Wochen war die erste Hälfte des Baues fertiggestellt, und es konnte bereits mit der Aufstellung der dritten Säulenreihe begonnen werden. Das eiserne Gerippe des ganzen Baues war nach kaum 4 Wochen vollständig fertiggestellt, ohne daß der geringste Unfall zu verzeichnen gewesen

wäre. In Abb. 2 erkennt man, daß mit dem Einbauen der Fachwerkswände bereits begonnen war. Während die Wände in halber Steinstärke ausgemauert wurden, wählte man für die Deckenfüllungen des auf 24 einzelnen Fundamenten ruhenden Gebäudes armierten Beton. Das Dach ist ebenfalls aus Beton hergestellt und mit Pappe abgedeckt.

Abb. 3

Einen Schnitt durch das fertige Gebäude zeigt Bild 3. Die linke Hälfte des Lagerhauses ist unterkellert und für die Lagerung von Öl und sonstigen Betriebsstoffen, ferner für Werkzeuge, Stähle usw. vorgesehen. Das Erdgeschoß dient zur Aufbewahrung größerer Maschinen und besitzt an einem Kopfende große Toreinfahrten, durch die sowohl normale Eisenbahnwagen als auch Schmalspurwagen in das Gebäude gefahren werden können, um hier entladen zu werden. Durch diese Möglichkeit, die ankommenden Eisenbahnwagen bis in das Lager zu fahren, werden viele unnötige Transportkosten gespart. Der Versand der fertigen Erzeugnisse erfolgt am entgegengesetzten Kopfende der Hallen. Das erste Stockwerk ist als Lager vorgesehen, in welchem die in der Werkstatt hergestellten und fertig von auswärts bezogenen Maschinenteile lagern. Zum Abstellen von kleineren Maschinen dient das zweite Stockwerk; im Dachgeschoß ist neben der Rohrpostzentrale noch ein großer Lagerraum für die kleinsten Maschinenteile vorhanden, wie Schrauben, Muttern, Unterlegscheiben, Büchsen, Bolzen usw., welche übersichtlich in sorgfältig geordneten Einzellagern aufbewahrt werden. Die Fußböden der einzelnen Stockwerke haben eine Tragfähigkeit von 3000, 1800, 1800 und 1200 kg/m^2. Um im ganzen Lager ständige Hebe- und Beförderungsmöglichkeiten zu haben, sind in jedem Stockwerk zwei elektrisch betriebene Dreimotoren-Laufkrane mit 15 oder 5 oder 2 t Tragfähigkeit vorgesehen, während sich im Dachgeschoß an einer mit Weichen und Drehscheiben versehenen Einschienenhängebahn ein Demag-Elektrozug bewegt. In den einzelnen Decken sind verschließbare Luken vorhanden, deren Größen so reichlich bemessen sind, daß die Lasten vom obersten Stockwerk bis in den Keller leicht hinunter befördert bzw. herauf geholt werden können. Außerdem fahren elektrisch betriebene Transportkarren durch das ganze Gebäude.

Wie in Abb. 3 zu erkennen ist, befindet sich seitlich am Gebäude ein 36 m hoher Turm, in welchem ein elektrisch betriebener Aufzug für Personen und Lasten bis zu 3000 kg sich vom Keller bis zum obersten Geschoß bewegt. Außerdem kann man auch auf einer im Turm befindlichen Treppe in alle Stockwerke gelangen.

An der Längsseite des Gebäudes schließt sich ein Anbau an den Türen an, in dem die Magazin- und Speditionsbüros, Wascheinrichtungen, Kochräume u. a. untergebracht sind.

ÜBER DIE VERANTWORTLICHKEIT DES BAULEITENDEN UND BAUUNTERNEHMERS.

Von Oberbaurat Professor Moerike, Stuttgart.

Kürzlich kam nach 13 Jahren ein Rechtsfall zum Abschluß, den ein im Sommer 1911 erfolgter teilweiser Einsturz einer Schuhwarenfabrik in einer bayerischen Stadt hervorgerufen hatte. Dieser Unfall hat für uns Techniker dadurch ein besonderes Interesse, als er wiederum zeigt, wie weittragend die Folgen einer beim Baubetrieb vorgekommenen Fahrlässigkeit werden können, und wie sich im Laufe der Jahrzehnte durch die mehr und mehr durchgeführte Arbeitsteilung und Anwendung neuzeitlicher Bauweisen die Verantwortung der Bauleitenden für ein anstandsloses Zusammenwirken der verschiedenen Unternehmer zur planmäßigen Fertigstellung des Bauwerks sich geändert bzw. gesteigert hat. Es ist daher wichtig, daß die Abgrenzung der Pflichten der Bauleitung möglichst durchsichtig und scharf gestaltet wird, und daß im Interesse der Sicherheit des Baues der Grundsatz, jeder Mitwirkende steht und fällt mit der ihm zugewiesenen Aufgabe und Arbeit, zur Durchführung gelangt.

Gerade der vorliegende Fall ist geeignet, einen lehrreichen Einblick in diese Dinge zu geben; eine Besprechung der 4 aus dem Unfall hervorgegangenen Prozesse mit den zahlreichen Gutachten und den sorgfältig und eingehend durchgearbeiteten Entscheidungen dürfte nicht bloß den in der Praxis tätigen Technikern, sondern auch den Sachverständigen zustatten kommen, die in ähnlichen Fällen von den Gerichten gutachtlich gehört werden. Es kann ihnen nur förderlich sein, von Anfang an zu erkennen, auf welche Erwägungen es vor allem den Richtern ankommt, und wie der Tatbestand von den eigentlichen Rechtsfragen säuberlich zu trennen ist, zu erkennen, wie irreführend es ist, die Ursache mit dem Anlaß des Unfalls zu verwechseln, und wie wichtig es ist, lediglich nach der Verkehrssitte in den tatsächlichen Verhältnissen des Einzelfalles die Verantwortung der am Bau Tätigen zu beurteilen. Der Richter kann nur auf Grund der Aussagen der Sachverständigen, nicht etwa aus den Begriffen „Baumeister", „Bauführer", „Fahrlässigkeit" usw. abstrakt die Verantwortlichkeit an den Bauarbeiten austeilen, er muß nach den konkreten Verhältnissen seinen Spruch fällen. Es ist für ihn an und für sich nicht leicht[1]), sich lediglich auf Grund der Pläne

[1]) In einem andern gleichfalls durch einen Gebäudeeinsturz entstandenen Straffall ersuchte mich der Vorsitzende der Strafkammer wenige Tage vor der Hauptverhandlung, ihm auf Grund der Untersuchungsakten den ganzen Vorgang des Einsturzes und dessen mutmaßliche Ursache auseinanderzusetzen; er könne sich in dem verwickelten Fall und den zahlreichen Plänen nicht zurechtfinden, was doch notwendig sei, wenn er in der auf 3 Tage berechneten Verhandlung sachdienliche Fragen stellen wolle. Ich kam dem Ersuchen in mehrstündigem Vortrag an der Hand eines Modelles nach, schilderte meine Auffassung von der Sache, mir die endgültige Stellungnahme im Gerichtssaal vorbehaltend. Der Zweck der Besprechung wurde, wie die Verhandlung mit ihren zahlreichen Zeugen und Sachver-

von dem einstigen, nunmehr in Trümmer gegangenen Zustand des Gebäudeteils ein Bild zu machen, und noch schwerer ist es für ihn, sich in das Spiel der den Zusammenbruch bewirkenden Kräfte hineinzufinden und den Darlegungen der Sachverständigen hierüber zu folgen, d. h. sich eine sichere Überzeugung zu verschaffen. Um so wertvoller werden sich ihm daher Gutachten erweisen, die das Wesentliche vom Unwesentlichen deutlich zu unterscheiden wissen.

Der Sachverhalt ist folgender: Der Bau- und Fabrikherr hatte sich behufs Erweiterung seines Betriebes entschlossen, einen weiteren Stock auf sein in Backsteinrohbau zweistöckig ausgeführtes Fabrikgebäude aufzusetzen. Dieses war mit Maschinenbetrieb versehen und bestand aus einem Untergeschoß, dem erhöhten Erdgeschoß, einem Obergeschoß und einem Dach mit Holzkonstruktion. Er hatte den Architekten G. mit der Anfertigung der Pläne für den Umbau beauftragt, und dieser hatte bereits die baupolizeiliche Genehmigung der Pläne erhalten, als der Bauherr, angeregt durch die Besichtigung eines ähnlichen Baues, dem Architekten vorschlug, den Stockaufbau, also das dritte Stockwerk, nicht mit einer Holzdecke und einem hölzernen Dachstuhl, sondern mit einem flachen Eisenbetondach abzudecken; ein Bühnenraum war nicht erforderlich. Der Architekt, der auch das Kontorgebäude des Bauherrn in Eisenbeton entworfen und ausgeführt hatte, erklärte sich zur Abänderung der Baupläne bereit. Das Aufsetzen des dritten Stockwerkes brachte es mit sich, daß die die hölzernen Fußböden tragenden gußeisernen Säulen, der vermehrten Belastung entsprechend, durch Ummantelung von Eisenbeton verstärkt werden mußten. Die so abgeänderten Baupläne fanden am 18. April 1911 die Genehmigung der städtischen Baupolizei mit der Maßgabe, daß der Architekt die statische Berechnung für die Eisenbetonkonstruktion nachzuliefern hatte.

Die zu verstärkenden Säulen im Innern des Gebäudes mit 60/60 cm Querschnitt waren als neu zu erstellende Bauteile mit roter Farbe in den Grundrissen deutlich gemacht, während diejenigen Mauerteile, welche, wie u. a. die Umfassungsmauern

Abb. 1. M. 1:500

Abb. 2. M. 1:50

beim Umbau unberührt bleiben sollten, schwarz angelegt waren. Zu diesen Teilen zählte auch ein in Luftkalkmörtel versetzter Backsteinpfeiler A von 128/75 cm Stärke im Erdgeschoß mit 2 seitlichen Nuten von 15/15 cm, so daß die Querschnittsfläche 9150 cm² betrug (s. Abb. 2). Dieser Pfeiler war beim ursprünglichen Bau der Fabrik im Jahre 1886 ein Fensterpfeiler der östlichen Umfassungsmauer cde gewesen. Als im Jahre 1896 eine Vergrößerung des Gebäudes abcde durch den Anbau eines Seitenflügels vorgenommen wurde (Abb. 1), kam dieser Pfeiler ins Innere zu stehen und hatte infolgedessen von der Decke des Erdgeschosses drei eiserne Unterzüge, von der des Obergeschosses zwei Unterzüge aufzunehmen. Die erstgenannten Unterzüge bestanden für Ad aus drei I-Eisen Nr. 30, für Ae und As je aus einem Paar I-Eisen Nr. 38 bzw. 23. Wie sich nach dem Einsturz herausstellte, waren diese Unterzüge s. Z. ohne irgendwelches Verständnis in das Mauerwerk des weitgehend ausgestemmten Pfeilers eingelassen worden; es fehlten druckverteilende eiserne Auflagerplatten für die schwerbelasteten Unterzüge, desgleichen Auflagerquader. Diese liederliche Herstellungsweise von außen zu erkennen, war unmöglich, weil die Unterzüge, wie der Pfeiler selbst, Verputz trugen.

Der Architekt lud unter dem 11. April mehrere Firmen durch Übersendung eines Verdingungsanschlages zur Bewerbung um die einzelnen Arbeiten, insbesondere die Eisenbeton- und Maurerarbeiten ein. Im Anschlag waren die zu leistenden Arbeiten, so auch die neu aufzustellenden sowie die zu verstärkenden Säulen unter Hinweis auf die beiliegende Zeichnung, ferner das Mischungsverhältnis und die auf die Decken treffende Belastung angegeben. Am 5. Mai erhielt der Bauunternehmer R., dem auch die Ausführung des Kontorgebäudes schon vorher übertragen worden war, den Zuschlag. Gleichzeitig übersandte der Architekt dem Unternehmer eine rechnerisch detaillierte Aufstellung „Belastung der Säulen im Fabrikbau" mit dem Ersuchen, ihm Kostenberechnung und Nachweis der Tragfähigkeit der Eisenbetonkonstruktion baldmöglichst zukommen zu lassen. In dieser Belastungsangabe war das Gewicht der aufzulegenden Eisenbetondecke, des Daches, der Nutzlasten berücksichtigt und angegeben. Der Unternehmer ließ nun auf Grund dieser Angaben durch seinen Techniker eine genaue statische Berechnung der Eisenbetondecke und der Stützen anfertigen. Um in der Berechnung der Tragfähigkeit der vorhandenen gußeisernen, durch die rote Farbe als zu verstärkende kenntlich gemachten Säulen sicherzugehen, bohrte er diese zur Feststellung der Wandstärke an und bestimmte hiernach die Stärke der Eisenbetonummantelung. Eine statische Berechnung des verbleibenden Mauerwerks, also auch des Pfeilers A, war nicht verlangt worden und wurde auch von R. nicht gegeben. Dagegen trug er die durch den Umbau verursachten Mehrlasten in seine Mitteilung an den Architekten ein, und die Baupolizei begnügte sich mit diesem von ihr geforderten statischen Nachweis. Das städtische Bauamt vertraute der Gewissenhaftigkeit des Architekten und nahm als selbstverständlich an, daß er eine Berechnung der unverändert verbleibenden, lasttragenden Mauerkonstruktion vorgenommen habe.

Am 12. Mai wurde der Vertrag zwischen dem Bauherrn und R. abgeschlossen; hierbei heißt es: „Die von Architekt G. vorliegenden Zeichnungen mit den eingeschriebenen Maßen sind für die Ausführung bindend, und den Anordnungen der Bauleitung hat R. Folge zu leisten." Am 15. Mai reichte G. eine Erklärung bei dem städtischen Bauamt ein, daß er die Bauführung übernommen habe und als „verantwortlicher Bauleiter" aufgestellt sei. — Die Abgabe einer solchen Erklärung der Baupolizei gegenüber ist in Bayern vorgeschrieben und hat ausgesprochenermaßen den Zweck, einem Strohmännertum entgegenzutreten und die Bauleitung zur Herbeiführung eines anstandslosen Ineinandergreifens der verschiedenen Arbeiten der Unternehmer zu verpflichten. Der bauleitende Architekt sollte nicht bloß der Verdinger der Bauarbeiten sein. Mit dem Bau wurde am 18. Mai begonnen. Der Pfeiler A mußte plangemäß bis zur Decke des dritten Stockwerks (zugleich Dach) verlängert werden. Mit diesem in Zementmörtel herzustellenden, 3,6 m hohen Backsteinaufsatz von 128/38 cm Querschnitt war eben begonnen worden, als der Architekt auf einem seiner regelmäßigen Kontrollgänge den die Aufsicht führenden Polier W. des Unternehmers anwies, mit der Arbeit einzuhalten, er müsse zuvor noch einiges nachsehen. Als G. nach einiger Zeit zurückkehrte, wies er den Polier an, den Aufsatz nicht 38 cm, sondern 51 cm stark auszuführen. Der Polier kam der allgemeinen Weisung des Unternehmers gemäß ohne weiteres der Anordnung des Bauleitenden nach. Die obersten Teile des verbleibenden alten Pfeilers hatten sich als „in gutem Mauerwerk und in gutem Mörtel" ausgeführt, erwiesen.

ständigen ergab, völlig erreicht. — Dasselbe, noch früher von Seiten der Staatsanwaltschaft an mich gerichtete Ansinnen, um ihr das zeitraubende Studium der umfangreichen Untersuchungsakten zu kürzen, hatte ich mit der Begründung abgelehnt, daß der gerichtliche Sachverständige nicht der Gehilfe der Anklagebehörde sei; ich käme hierdurch in den unerwünschten Verdacht, im voraus zwischen Anklage und Verteidigung Stellung genommen und meine Unbefangenheit preisgegeben zu haben. Ich verwies auf mein ausführliches, auf Grund der Untersuchungsakten abgegebenes Gutachten.

Am Morgen des 13. Juni zeigten sich gegen 8 Uhr im Erdgeschoß kleine Risse im Verputz des Pfeilers; als sich diese mit der Zeit vermehrten, als Verputzstücke sich ausbeulten und herabfielen und Sand aus den Fugen bröselte, fürchteten die Fabrikarbeiter Gefahr und riefen, ohne den Saal selbst zu räumen, gegen 10 Uhr den im obersten Stock mit Betonieren beschäftigten Polier W. herbei. Dieser, sofort die Gefahr erkennend, suchte schleunigst den Pfeiler durch Absprießen der Unterzüge zu entlasten. Während dieser Arbeit barst der Pfeiler etwa 70 cm über dem Fußboden auseinander und brachte die oberen Stockwerke zum Einsturz. Die benachbarten, durch Ummantelung verstärkten Säulen hatten glücklicherweise dem Anprall der Trümmer Stand gehalten. 4 Tote und 20 Verwundete fielen dem Zusammenbruch zum Opfer.

Die Staatsanwaltschaft erhob auf Grund umfassender Aufnahmen und Gutachten Anklage gegen den bauleitenden Architekten G. und den Unternehmer für Maurer- und Eisenbetonarbeiten R. und beschuldigte sie eines gemeingefährlichen Vergehens im Sinn des § 330 StGB.[2]). Das Ergebnis der 3tägigen Hauptverhandlung, zu der etwa 20 Sachverständige geladen waren, war die Verurteilung des G. zu 4 Monaten Gefängnis und der Freispruch des R. Die von der Staatsanwaltschaft eingelegte Revision wurde vom Reichsgericht als unbegründet zurückgewiesen.

Über die Ursache des Unfalles bestand kein Zweifel; das Tragvermögen des z. Z. des Einsturzes mit rd 80 t, dabei stark exzentrisch belasteten Pfeilers A war überschritten, wie weit, ließ sich nachträglich nicht genau ermitteln, da die Auflager der im Pfeiler ihre Stütze findenden Unterzüge jede geordnete Druckverteilung vermissen ließen. Wäre diese Last zentriert gewesen, so hätte die Beanspruchung diejenige nicht erheblich überschritten, die für ähnliches Mauerwerk nach den „Preußischen Bestimmungen" zulässig ist (7 kg/cm²). Ob noch andere, nachträglich kaum noch zu ermittelnde Ursachen, wie Erschütterungen u. dgl. mitwirkend waren, blieb dahingestellt. Als Hauptursache wurde die exzentrische Lasteintragung angesehen. Fraglich war nur, ob beide Angeklagten für die vorgekommene Fahrlässigkeit, die in der nicht erfolgten Untersuchung des Pfeilers und in der Unterlassung der statischen Berechnung desselben bestand, verantwortlich gemacht werden konnten. In diesem Punkt gingen die Ansichten der Sachverständigen stark auseinander. So legten die einen der Unterlassung der Absprießung der Eisenbetondecke durch alle Stockwerke hindurch bis herab zur Decke des Untergeschoßes, welche die Einstellung des Fabrikbetriebes im fraglichen Arbeitssaal zur Folge gehabt hätte, ein entscheidendes Gewicht bei, während die anderen die tatsächlich vollzogene Absprießung der Eisenbetondecke lediglich auf die an sich tragfähige und dadurch nicht überlastete Holzdecke des ersten Obergeschoßes für „sachgemäß und vollgenügend" ansahen. Bei dieser Sachlage entschied sich das Gericht nach dem Grundsatz in dubiis pro reo, im Zweifelsfall zugunsten des Angeklagten, für die Zulässigkeit der vorgenommenen Absprießung.

Darüber, daß der Pfeiler auf seine Tragfähigkeit vor der Bauausführung hätte untersucht und berechnet werden sollen, bestand kein Zweifel, erhielt er doch durch das Aufsetzen des 2. Obergeschosses eine Last bis zu 174 t zu tragen, so daß selbst bei zentrischem Druck die Beanspruchung weit über das zulässige Maß hinausgegangen wäre. Die Pflicht der Untersuchung traf zunächst den Verfasser der Pläne, nach denen gebaut werden sollte, also den Architekten, der „nicht bloß Schöpfer des Projekts, sondern auch Bauleiter war, dem die Einzelunternehmer unterstellt waren, die seinen Wünschen unweigerlich zu gehorchen hatten". Die Einwendung des Angeklagten G., er habe sich bei der Abschätzung der Tragfähigkeit des massiven Pfeilers geirrt und seine Berufung auf die Verpflichtung der Baupolizei zur Nachprüfung der statischen Berechnung und die Abschiebung der Pflicht der Untersuchung des Pfeilers auf den Unternehmer R. ließ das Gericht nicht gelten, denn selbst wenn auch Dritte für die Berechnung einzustehen hätten, so würde doch hierdurch die Schuld des Angeklagten nicht ausgeschaltet werden. Übrigens war das Gericht und „fast alle vernommenen Sachverständigen" davon überzeugt, daß G. den R. durch den Bauvertrag vom 12. Mai nur zu einer Teilberechnung, nämlich zu der des Gewichtes der Eisenbetondecke und der statischen Berechnung der Eisenstützen und der Eisenbetonträger und -decke, d. h. der von ihm zu erstellenden Arbeiten verpflichten wollte. Der Unternehmer ist diesen vertraglichen Abmachungen nachgekommen, seine Berechnungen haben sich als richtig erwiesen und der Versuch der Staatsanwaltschaft, welche aus dem Vertrag die Verpflichtung des R. zur Prüfung des Pfeilers A ableiten wollte, wurde vom Gericht als unrichtig zurückgewiesen; nicht besser erging es dem Versuch, aus der vertragsmäßigen Verpflichtung des Unternehmers, den Baugrund für die Fundamente auf seine Tragfähigkeit zu untersuchen, in „analoger" Anwendung auf die Tragfähigkeit des Pfeilers A, also des bestehenden Mauerwerks, auszudehnen; eine solche Erweiterung des Begriffs Baugrund widerspreche dem tatsächlichen seinerzeitigen Vertragswillen. Die Schuldfrage für den Unternehmer war aber mit dem Nachweis, daß er vertraglich keine Pflichtverletzung begangen, noch nicht erledigt. Es war auch zu entscheiden, „ob und inwieweit der Angeklagte R. nicht an und für sich auf Grund der von ihm beim Umbau entwickelten Tätigkeit zur Prüfung der Statik der von ihm belasteten Mauerkonstruktionen (Pfeiler) verpflichtet gewesen wäre". Durch die Aussagen der Sachverständigen wurde festgestellt, daß „die diesbezüglichen Gepflogenheiten der Praxis in die Extreme auseinandergehen: die einen meinten, der Unternehmer habe stets mit dem Architekten die Pflicht der selbständigen Prüfung der Statik, während andere der Auffassung waren, der Ausführende habe sich nicht im geringsten um die Statik und Tragfähigkeit zu kümmern und sich auch hiernach zu erkundigen; einige Sachverständige würden eine solche Erkundigung als eine verletzende zurückweisen".

Ich selbst konnte mich mit einer größeren Gruppe von Sachverständigen diesen extremen Anschauungen nicht anschließen und machte laut Urteilsbegründung folgende Ausführung: „Die Prüfung der Stand- und Tragfähigkeit der den Umbau stützenden Konstruktion sei Sache des Architekten und habe der Bauausführung vorauszugehen. Der Ausführende hafte nur für die eigentliche Ausführung seiner Arbeit im engeren Sinne. Die Tragfähigkeit der zur Aufnahme seiner Konstruktion bestimmten Mauerkörper dürfe er ohne weiteres als geprüft (berechnet) und vorhanden annehmen, es sei denn, daß er auf Grund offensichtlicher Umstände oder besonders hervortretender Erscheinungen und Wahrnehmungen bei der Bauausführung zu Zweifeln oder Bedenken bezüglich der Tragfähigkeit der durch ihn zu belastenden Tragkörper oder der Standfestigkeit des Baues gelange".

Diesen Ausführungen trat das Gericht bei und überzeugte sich, daß die bei R. bestellten Arbeiten von ihm „sachgemäß, ja sogar vorzüglich" ausgeführt waren. „Der Bauunternehmer als Ausführer einer Teilarbeit darf im allgemeinen ohne Vorliegen besonderer Umstände, auch ohne besondere Erkundigung annehmen und voraussetzen, daß die Statik seitens des Architekten genau und gewissenhaft geprüft sei. Anders wäre die Sache gelagert, wenn der Unternehmer die Ausführung zwar nach den Plänen des Architekten, also selbständig, losgelöst vom Willen und den Anordnungen des Architekten übernommen und durchgeführt hätte, wenn er selbst nicht nur Bauleiter, sondern auch der übergeordnete Techniker gewesen wäre. Auch hatte der Unternehmer R. dem Angeklagten G. alles an Berechnungen übermittelt, was letzteren befähigte, den Pfeiler A statisch nachzukontrollieren. Wenn G. die Vornahme der Berechnung je zuvor übersehen hatte, so konnte er si

[2]) „Wer bei der Leitung oder Ausführung eines Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst dergestalt handelt, daß hieraus für andere Gefahr entsteht, wird mit Geldstrafe bis zu 900 Mark oder mit Gefängnis bis zu einem Jahr bestraft."

jedenfalls dann nicht mehr übersehen, als er den Polier anwies, den Pfeileraufsatz zu verstärken. Der Unternehmer dagegen mußte aus dem Umstand, daß G. die dem Pfeiler benachbarten Säulen durch rote Farbe als zu schwach und als zu erneuernd kenntlich gemacht, den Pfeiler selbst aber durch schwarze Farbe als unverändert zu belassen gekennzeichnet hatte[3]), schließen, daß der Pfeiler von G. als tragfähig und seine Verstärkung als überflüssig angesehen wurde. Besondere Umstände aber, die den R. hätten mißtrauisch machen müssen, sind bei dem „mächtig, gesund und tragfähig erscheinenden Pfeiler nicht zu Tage getreten". Das Urteil schließt: „es ist sonach irgend welches Verschulden des Angeklagten R. hinsichtlich des Zusammenbruches des Pfeilers und Einsturzes des Bauwerkes nicht erwiesen", so daß Freispruch erfolgte.

Gegen dieses Urteil legte die Staatsanwaltschaft Revision ein. Der 1. Strafsenat aber wies durch Entscheidung vom 12. November 1912 die Revision mit der Begründung ab, eine Verletzung von Rechtsnormen liege nicht vor und soweit sich die Angriffe gegen tatsächliche Annahmen richteten, seien sie unbeachtlich. Damit war aber der Rechtsfall noch keineswegs erledigt; die zivilrechtlichen Ansprüche der Rentenberechtigten gegen den Architekten G., die Forderungen des Bauherrn auf Schadenersatz gegen G. und schließlich die Forderungen von G. gegen R. und gegen die Stadtgemeinde als Trägerin der Baupolizei, die nach Ansicht des Klägers für die Nichtberechnung des Pfeilers haftbar sein sollte, führten zu 3 Prozessen, von denen der erste, auch in der Berufungsinstanz, verloren ging, der zweite Erfolg hatte und der letzte mit einem Vergleich abschloß, in welchem G. jeden Anspruch an R. und die Stadtgemeinde zurückzieht, die Gerichtskosten, die notwendigen Kosten der Stadtgemeinde und seine eigenen Anwaltskosten übernimmt und ein Viertel der Kosten des Beklagten R. trägt.

Diese Zivilprozesse waren natürlich unabhängig von dem Ergebnis der Strafverhandlung zu führen; sie brachten aber an Tatsächlichem nichts von irgendwelchem Belang zutage. Dagegen gaben sie Anlaß, die Frage der Verantwortlichkeit des G. und R. aufs eingehendste nachzuprüfen. Wenn auch das Schlußergebnis kein anderes als das im Strafprozeß gewonnene war, so ist es doch von Wert, einige Punkte und insbesondere den wichtigen § 831 BGB. in schärfere Beleuchtung zu stellen[4]).

So stellte es sich in der Folge heraus, daß auch das Fundament des Pfeilers A schon vor dem Umbau sehr stark belastet war, durch den Aufbau aber um vieles überlastet worden wäre (ca. 6 kg/cm²). Die Frage der Verstärkung des Pfeilers und seines Fundaments hätte aber G. jedenfalls vor der Hinausgabe der Verdingungspläne an die zur Bewerbung aufgeforderten Firmen entscheiden und hiernach die Farbengebung schwarz oder rot wählen müssen. Ein Sachverständiger hat wohl gemeint, die Farbengebung im Plan sei „belanglos" gewesen, maßgebend für den Unternehmer seien „nur die im Plan eingezeichneten Abmessungen und Belastungsangaben gewesen". Einer solchen Einschränkung kann nicht beigepflichtet werden. Die Farben in den Planquerschnitten haben allgemein anerkannte Bedeutung, sie haben keinen dekorativen, sondern einen imperativen Charakter. Auch die Mitbewerber haben den Pfeiler wie die ebenso kolorierten Umfassungsmauern als tragfähige und nicht zu ändernde Mauerteile angesehen und haben hiernach ihre Angebote gestellt. Maßgebend für das Verhalten der bietenden Unternehmer kann nur die Verdingungsunterlage sein, für deren Richtigkeit und Vollständigkeit der ausschreibende Architekt zu haften hat, einerlei, ob er selbst oder der Bauherr das Ausschreiben zeichnet; das verlangt Treu und Glauben. Die Unterlagen nachzuprüfen ist nicht Sache der Bewerber. Der mit dem Bauherrn den Umbau beratende Architekt ist in der Lage, alle die Fragen der Höhe der Nutzlasten, des Umfanges des Abbruches, der Einschränkung des Fabrikbetriebes u. dgl. aufs eingehendste zu erwägen, wobei keineswegs bloß bautechnische Rücksichten hereinspielen. Verlangt je der Bauherr Konstruktionen oder Anordnungen, die gefahrbringend sind, so hat der Planverfasser deren Aufnahme zu verweigern und „Rückgrat zu zeigen". Er, nicht der Bauherr, ist für die Sicherheit des Bauwerkes und des Baubetriebes verantwortlich. — Von all diesen Erwägungen erfährt der Unternehmer nichts und im vorliegenden Fall wäre der Bauherr zweifellos höchst überrascht gewesen, wenn die sich bewerbenden Firmen vor der Abgabe ihres Angebots eine um die andere sich eingefunden hätte, um das stehenbleibende Mauerwerk auf seine Tragfähigkeit und richtige Fundamentierung nachzuprüfen, d. h. das nachzuholen, was der Architekt verabsäumt hatte. Der auf schleunigen Baubeginn drängende Bauherr hätte mit Recht geltend gemacht, all diese Dinge seien bereits von seinem Architekten entschieden.

Weiter wurde die Frage wiederholt erörtert, ob der Unternehmer R. seine Betondecke nicht bis herab zum Erdgeschoß bzw. zur Sohle des Unterschoßes hätte absprießen sollen. Auch diese Forderung wurde als unberechtigt angesehen. Hätte der Pfeiler die ihm nach Vollendung des Baues rechnungsmäßig zukommende Last sicher getragen, so wäre er nicht bei einer Belastung von nur der Hälfte eingestürzt. Nicht die zur Absprießung der Betondecke belastete Decke des ersten Obergeschoßes war überlastet und gebrochen, sondern der Pfeiler; für dessen Standfestigkeit war aber lediglich der Architekt haftbar. Jeder Unternehmer, — das bringt die Arbeitsteilung im Baugewerbe mit sich, — darf Bauglieder, die ein anderer ausgeführt hat, bis zu dem Grad für seine Zwecke belasten, der für die ordentliche Benützung des Baues planmäßig vorgesehen ist. Es kann doch nicht vom Zimmermann verlangt werden, daß er die Sicherheit der Bauglieder nachprüft, auf die er sein Dach abstützt. Er darf voraussetzen, daß der Plan und die Ausführung so beschaffen ist, daß er dem Bauglied die vorgesehene Last sicher anvertrauen kann; das gilt auch für Rüstungszwecke, so lange die vorübergehende Belastung die programmäßige Tragfähigkeit nicht überschreitet. Bestellt z. B. eine Verwaltung in Folge der Steigerung des Gewichtes der Verkehrsmittel eine schwerere Eisenbrücke als Ersatz der abgängigen, so ist sie allein dafür haftbar, daß die Ortpfeiler das größere Gewicht mit Sicherheit aufnehmen; das verlangt die im Verkehr erforderliche Sorgfalt des § 831 BGB. Die Brückenbauanstalt hingegen haftet dafür, daß die Brücke an sich die der Bauanstalt angebenen Verkehrslasten trägt. Dies ist, so lange nichts anderes ausdrücklich vereinbart und in der Bezahlung berücksichtigt ist, eine reinliche, praktisch zweifelsfreie Scheidung der Verantwortung; jede Verschwommenheit hierüber ist vom Übel.

Durch den Abschluß des Vergleichs kam die Frage, ob die Baupolizei privatrechtlich für ein Versehen eines ihrer Beamten haftbar gemacht werden kann, nicht zur richterlichen Entscheidung. Eine solche Forderung aber zu stellen, ist m. E. ziemlich aussichtslos. Die Baupolizei hat die Aufgabe, Bauvorhaben im Interesse der Allgemeinheit auf ihre Sicherheit zu prüfen. Wie weit sie diese Untersuchung erstrecken und welche Vorschriften sie geben will, ist in vielen Fällen Ermessenssache und hat sich nach der Eigenartigkeit des Falles, wohl auch nach der Vertrauenswürdigkeit des Planverfassers und des Ausführenden zu richten; niemals aber kann

---

[3]) Auf diesen entscheidenden Umstand ist das Gericht erst von mir im Laufe der Verhandlung aufmerksam gemacht worden. Wäre der Pfeiler mit roter Farbe bezeichnet gewesen, so wäre G. durch R. entlastet gewesen; letzterer wäre für die nötige Pfeilerverstärkung verantwortlich geworden (vgl. § 831 BGB.).

[4]) § 831 BGB. lautet: Wer einen andern zu einer Verrichtung bestellt, ist zum Ersatz des Schadens verpflichtet, den der andere in Ausführung der Verrichtung einem Dritten widerrechtlich zufügt. Die Ersatzpflicht tritt nicht ein, wenn der Geschäftsherr bei der Auswahl der bestellten Person, und sofern er Vorrichtungen oder Gerätschaften zu beschaffen oder die Ausführung der Verrichtung zu leiten hat, bei der Beschaffung oder der Leitung die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet, oder wenn der Schaden auch bei Anwendung dieser Sorgfalt entstanden sein würde. — Die gleiche Verantwortung trifft denjenigen, welcher für den Geschäftsherrn die Besorgung eines der im Abs. 1 Satz 2 bezeichneten Geschäfte durch Vertrag übernimmt.

sich der Bauende für seine Unterlassungen hinter die Baupolizei verschanzen oder sie gar für seine Verfehlungen haftbar machen. Eine derartige Entlastung würde den Zweck der Baupolizei grundsätzlich verkennen. Eine andere Frage ist die, ob bei dem die Pläne prüfenden Beamten Fahrlässigkeit vorliegt. Das ist eine interne, eine disziplinäre Frage, und ist von der Aufsichtsbehörde zu entscheiden.

Vier Jahre nach dem Unfall hat Dr.-Ing. A. Berlowitz sein Buch: „Der Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst" veröffentlicht; es hat mich gefreut, daß er in diesem in derselben Richtung wie ich Stellung genommen und allgemein die Notwendigkeit der Trennung der Verantwortlichkeit im Baugewerbe ausgesprochen hat. Er sagt dort auf S. 31: „Bei modernen Bauten, z. B. Eisen- und Eisenbetonkonstruktionen, ist dies (nämlich das Nachprüfen des von der Bauleitung des Bauherrn ausgearbeiteten Entwurfs, d. Verf.) völlig unmöglich. Hier muß sich der auf der Baustelle verantwortliche Techniker unbedingt darauf verlassen können, daß die Angaben in den Bauplänen und Bauzeichnungen absolut richtig sind, denn weder ist er in der Lage, den Entwurf nachzuprüfen, noch ist dies seine Aufgabe". — Dasselbe gilt natürlich vom Unternehmer und den Unterlagen, die dieser vom Bauleitenden zur Fertigung seines Angebots erhält. Daß „Pläne" zur „Ausführung eines Baues" im Sinn des § 330 St. G. B. gehören und den Verfasser verantwortlich machen, hat das Reichsgericht (Bd. 39, S. 417) schon längst ausgesprochen; das gilt in straf- wie in zivilrechtlicher Beziehung. Je mehr die Arbeitsteilung im Bauwesen fortschreitet, um so wichtiger ist es, sich jederzeit dieser Grundsätze bewußt zu bleiben.

ÜBER DYNAMISCHE UNTERSUCHUNGEN AM EISENBAHNOBERBAU.

Von Dr.-Ing. Dreyer, Regierungsbaurat in München.

Übersicht. Der Aufsatz gibt einen kurzen Überblick über ein Verfahren zur Berechnung des Eisenbahnoberbaues, das ermöglicht, der Veränderlichkeit der Raddrücke im Betrieb Rechnung zu tragen und gewisse Wechselbeziehungen zwischen Gleis und rollendem Material zu untersuchen.

Das Kräftespiel in dem konstruktiv nach so einfachen Gesichtspunkten durchgebildeten Eisenbahnoberbau ist bekanntlich außerordentlich verwickelt und ist einfachen theoretischen Erwägungen nicht recht zugänglich. Beobachtungen und Erfahrungen werden daher für eine zweckmäßige Anordnung der einzelnen Oberbauteile immer eine wichtige Rolle, spielen. Andererseits können diese beiden aber auch nicht ohne die aus der Theorie gewonnenen Richtpunkte auskommen, wenn nicht kostspielige Fehlschläge bei der Durchführung von Beobachtungen oder bei der weiteren Ausbildung der Konstruktion — veranlaßt etwa durch schwerere Belastungen, durch höhere Geschwindigkeiten oder dichteren Verkehr — in Kauf genommen werden wollen. Da statische Untersuchungen bei der Eigenart der Beanspruchung des Oberbaues sich im allgemeinen begnügen müssen, die Zulässigkeit der Spannungen und die Zweckmäßigkeit der Abmessungen im Vergleich zu den in der Praxis bewährten Konstruktionen zu prüfen, hat es der Verfasser in einer kleinen Abhandlung[1]) versucht, einen gewissen Komplex der hier auftretenden Fragen klarzustellen, um damit zu einer weiteren Behandlung des Problems anzuregen, dessen Lösung in Rücksicht auf die große Ausdehnung des Eisenbahnoberbaues eine volkswirtschaftliche Bedeutung kaum abzusprechen ist.

Die an einer Eisenbahnschiene angreifenden äußeren Kräfte sind selbst im normalen Betriebe auf einem von Zufälligkeiten freien, geraden Gleis aus mancherlei Gründen veränderlich und unbekannt; es interessiert daher zunächst die Größe und die Veränderlichkeit der im Betriebe tatsächlich angreifenden Kräfte und der durch sie hervorgerufenen Materialbeanspruchungen. Ferner verdienen die Schwingungsvorgänge im Gleis in mancherlei Hinsicht Beachtung. Endlich sind die Wechselbeziehungen zwischen Gleis und rollendem Material und deren „kritische Verhältnisse" für eine zweckmäßige Ausbildung des Oberbaues und der Fahrzeuge von Bedeutung.

Im folgenden soll aus Raummangel lediglich das Verfahren in seinen Grundzügen kurz gekennzeichnet werden, um den Weg anzudeuten, auf dem die oben aufgeworfenen Fragen einer Klärung zugeführt werden können. Mangels anderer Beobachtungsergebnisse begnügt sich die Untersuchung, der elastischen Nachgiebigkeit der Schienenunterstützungen durch die bekannte, von Winkler aufgestellte Beziehung Rechnung zu tragen, wenn auch nicht zu verkennen ist, daß der Wert derartiger dynamischer Untersuchungen gerade durch eine genauere Kenntnis des Verhaltens von Bettung und Untergrund bei schnellen Lastwechseln wesentlich gefördert würde.

Beschränkt man sich vorerst auf die Untersuchung des Mittelfeldes eines Trägers auf 4 elastischen Stützen, über das sich eine bekannte unveränderliche Last Q unendlich langsam bewege, so hat die Gleichung der Bahnkurve für Ruhelast, die der Berührungspunkt zwischen Rad und Schiene beschreibt, die Form:

$$y = Q\,(a_0 + b_0\,\xi^2 + c_0\,\xi^4 + d_0\,\xi^6) \quad \ldots \ldots \ldots (1$$

mit

$$\xi = \frac{x}{\frac{a'}{2}},$$

worin a_0, b_0, c_0, d_0 Formgrößen des betreffenden Oberbaues darstellen.

Befährt nun eine Lokomotive mit der Geschwindigkeit c = cm/sek das Gleis, das in der Geraden liege und von Unregelmäßigkeiten frei sei, so fällt auf den Berührungspunkt eines Rades mit der Schiene ein gewisser stets veränderlicher Teil des Gewichtes des Untergestells $G_{(x)}$, dem eine Masse $m_{(x)}$ entspricht, und des Lokomotivüberbaues $P_{(x)} - G_{(x)}$. Von der Berücksichtigung einer Dämpfung und, solange nicht Stoßdrücke behandelt werden, von dem Einfluß des Oberbaugewichtes sei vorerst abgesehen.

Unter dem jeweiligen Lastsitz trat schon bei der unendlich langsamen Bewegung des Rades eine Durchbiegung ein, die sich unter dem Einfluß der Geschwindigkeit verändert. An dem materiellen Punkt greift dann eine Gesamtkraft an:

$$Q_{(x)} = P_{(x)} - m_{(x)}\,c^2\,\frac{d^2 y}{d x^2},$$

die mit Gl. (1) die Differentialgleichung der Bahnkurve für bewegte Last in allgemeiner Form ergibt zu:

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} + \frac{a'^2}{4\,m_{(x)}\,c^2} \cdot \frac{1}{a_0 + b_0\,\xi^2 + c_0\,\xi^4 + d_0\,\xi^6}\,y = P_{(x)}\,\frac{a'^2}{4\,m_{(x)}\,c^2} \quad (2$$

Um den Verlauf der Schwingungen kennen zu lernen, stelle man sich den kontinuierlichen Schienenträger außerhalb des

[1]) Beiträge zu einer dynamischen Theorie des Eisenbahnoberbaues, München 1924, Verlag J. A. Mahr, München, Kontorhaus Stachus.

Bereiches der Schienenstöße als stetige Aufeinanderfolge des Mittelfeldes eines Trägers auf 4 Stützen vor. Die elastische Kraft der Schwingung ist dann periodisch mit dem Schwellenabstand a'. Diese Periodizität tritt in Erscheinung, wenn man bei $\tau = \pi \xi$ die veränderliche Elastizitätsstärke:

$$\frac{a'^2}{4\,m_{(x)}\,c^2} \cdot \frac{1}{a_0 + b_0 \xi^2 + c_0 \xi^4 + d_0 \xi^6} = \frac{a'^2}{4\,\pi^2\,m_{(x)}\,c^2} \left(\frac{1}{a_0} + f(\tau)\right)$$

mit einer Fourierschen Reihe entwickelt und damit $f(\tau)$ bestimmt.

Bei den Verhältnissen im Eisenbahnoberbau ist nun der absolute Wert von a_0 immer sehr groß gegenüber dem von $(b_0 \xi^2 + c_0 \xi^4 + d_0 \xi^6)$, welchen Wert ξ zwischen ± 1 auch annimmt; man kommt also dem Fall konstanter Elastizitätsstärke sehr nahe. Die Lösung der in endlicher Form nicht bestimmbaren erzwungenen Schwingung mit zeitlich veränderlicher Elastizitätsstärke [Differentialgleichung (2)] ergibt sich daher mittels entsprechender Ansätze und Zwischenrechnungen aus folgendem System einander überlagernder erzwungener Schwingungen mit konstanter Elastizitätsstärke:

$$\text{I.}\quad \frac{d^2 y_1}{d\tau^2} + \frac{a'^2}{4\pi^2 m_{(x)} c^2} \cdot \frac{1}{a_0} y_1 = P_{(x)} \frac{a'^2}{4\pi^2 m_{(x)} c^2}$$

$$\text{II.}\quad \frac{d^2 y_2}{d\tau^2} + \frac{a'^2}{4\pi^2 m_{(x)} c^2} \cdot \frac{1}{a_0} y_2 + \frac{a'^2 \pi^2}{4\pi^2 m_{(x)} c^2} f(\tau)\, y_1 = 0$$

$$\text{III.}\quad \frac{d^2 y_3}{d\tau^2} + \frac{a'^2}{4\pi^2 m_{(x)} c^2} \cdot \frac{1}{a_0} y_3 + \frac{a'^2 \pi^2}{4\pi^2 m_{(x)} c^2} f(\tau)\, y_2 = 0$$

usw.

Diese linearen Differentialgleichungen II. Ordnung mit konstanten Koeffizienten sind ohne weiteres zu integrieren.

Die weitere Behandlung der Gleichungen, der Eigenschaften der Schwingungen und ihres Einflusses auf die Verhältnisse im Oberbau geht über den Rahmen des hier zu gebenden Überblickes hinaus. Es sei nur angeführt, daß der Einfluß der überlagernden Schwingungen um so kleiner wird, die Gleichung I des Systems (3) also um so eher zur Beantwortung der aufgeworfenen Fragen genügt, je kleiner die Bettungsziffer und je größer die Zuggeschwindigkeit c ist.

Das angedeutete Verfahren gestattet also, die einzelnen Einflüsse auf die Veränderlichkeit des Raddruckes beim normalen Gang der Fahrzeuge auf einer geraden, von Unregelmäßigkeiten freien Gleisstrecke in die Ausdrücke für $P_{(x)}$ und $G_{(x)}$ einzuführen, um aus den durch sie verursachten Schwingungsvorgängen die tatsächlich wirksamen Kräfte und die jeweils möglichen Höchstbeanspruchungen zu ermitteln, sowie aus den jeweiligen Resonanzbedingungen Fingerzeige zu gewinnen über die „kritischen" Verhältnisse. Eine Resonanz ist natürlich im Eisenbahnbetrieb nicht völlig zu vermeiden. Im Oberbau ist jedoch andererseits weniger eine unmittelbare gefahrdrohende Beanspruchung als die Häufigkeit ungünstiger Materialanstrengung und der schnelle Wechsel ihres Auftretens, die eine schnellere Abnützung der einzelnen Konstruktionselemente im Gefolge haben, ausschlaggebend; es ist daher von Interesse, die kritischen Verhältnisse zwischen der Abmessung von Gleis und rollendem Material, normalen Streckengeschwindigkeiten usw. kennen zu lernen.

Die Ursachen der Veränderlichkeit der Raddrücke lassen sich z. T. aus ihrer Eigenart durch einfache Überlegungen ableiten wie z. B. die Wirkung der Gegengewichte an den Triebrädern der Lokomotiven, das Federspiel der Achsfedern usw. Wo es nicht gelingt, die Funktionen der Krafterreger auf direktem Wege zu ermitteln, bietet die Verwertung der Achslagerdruckdiagramme letzten Endes einen gangbaren Weg.

In gleicher Weise können auch die vorübergehend auftretenden Einflüsse auf das Kräftespiel berücksichtigt werden, wie z. B. die Bremsung einzelner Achsen, die Kraftwirkungen beim Befahren von Kurven, Winddruck usw.

Infolge von Unregelmäßigkeiten am Gleis und an den Fahrzeugen entstehen endlich Kraftwirkungen, die unter Umständen das ganze Kräftespiel des Normalzustandes von Grund aus umgestalten können, die jedoch um so unsicherer in die Rechnung einzuführen sind, als die sie hervorrufenden Ursachen (Einfluß schlechter Bettung unter einzelnen Schwellen, Schlaglöcher, unrunde Räder usw.) in ihrer absoluten Größe und z. T. auch in ihrer Wirkungsweise nicht genau genug bekannt sind. Immerhin wird man mittels vereinfachender Annahmen näherungsweise Art und Größe der Krafterreger bestimmen und in die Grundgleichung (2) einführen können. In dieser verlaufen dann die Funktionen der elastischen Kraft und der Störungsfunktion unregelmäßig oder sind mit Sprüngen behaftet; sie können jedoch in hinreichender Annäherung durch stückweise konstante Funktionen ersetzt werden. Dadurch erhält man ein System von Differentialgleichungen II. Ordnung mit zeitlich konstanter Elastizitätsstärke, die innerhalb ihres Gültigkeitsbereiches die Schwingungen mit genügender Genauigkeit ergeben in der Form:

$$y_n = A_n \sin \alpha \tau + B_n \cos \alpha \tau + Z(\tau).$$

Die Integrationskonstanten werden für das erste Teilstück aus den Anfangsbedingungen ermittelt, für alle folgenden aus der Forderung eines stetigen Verlaufes der Bahnkurven, nach der, abgesehen von den Schienenstößen, an den Intervallgrenzen Ordinaten und Tangenten der Neigungswinkel einander gleich werden müssen. Stetigkeitsunterbrechungen wie z. B. an den Schienenstößen können in gleicher Weise berücksichtigt werden.

Insbesondere für die Ermittlung der absoluten Größe der Schwingungsausschläge und der tatsächlichen Höchstbeanspruchungen läßt sich die Berücksichtigung der Dämpfung nicht umgehen. Die Ursachen der Dämpfung und das Gesetz, dem sie folgt, sind zurzeit noch nicht ausreichend bekannt. Eine dämpfende Wirkung kommt jedenfalls gewissen Reibungserscheinungen zu sowie dem Verhalten von Bettung und Untergrund unter dem Einfluß der elastischen Nachwirkung, die die Senkungen und vor allem die Hebungen der Schwellen verhältnismäßig langsam erfolgen läßt. (Dieser Erscheinung trägt die verwendete Winklersche Beziehung keine Rechnung.) Auch die eigenartige Auflagerung der Schienen auf den Schwellen, die wenigstens an neueren Gleisen mehr oder weniger die Wirkung einer teilweisen elastischen Einspannung hat, trägt zu einer Dämpfung der Oberbauschwingungen bei. Mittels vereinfachender Annahmen läßt sich jedenfalls ein annäherndes Bild von dem Einfluß dieser einzelnen Dämpfungserscheinungen gewinnen.

Es hätte den zur Verfügung stehenden Raum weit überschritten, wenn auf alle diese Punkte eingegangen worden wäre, deren Darstellung immerhin einen erheblichen Aufwand an Rechnungsarbeit erfordert. In der eingangs erwähnten Abhandlung sind diese Fragen eingehender behandelt und als Beispiel die Ergebnisse einiger Anwendungen auf einem bestimmten Oberbau vorgeführt. Die vorstehenden Ausführungen werden jedoch genügen, um den Gedankengang klarzulegen und die Ergebnisse, die auf dem angegebenen Wege gewonnen werden können, anzudeuten und damit ihren Zweck erfüllen, zu weiteren Untersuchungen anzuregen.

PROF. DR.-ING. E. H. FRANZ SCHÜLE †.

Nach langem Siechtum ist der erst vor kurzem von seinem Amte zurückgetretene Direktor der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt in Zürich, Prof. F. Schüle, im Alter von 65 Jahren am 7. Januar aus dem Leben geschieden.

Schüle war ein erfolgreicher Ingenieur und im besonderen als Eisenkonstrukteur wie so mancher Schweizer Ingenieur lange Jahre im Ausland tätig. Nach einer vielseitigen Tätigkeit bei dem bekannten französischen Ingenieur Eiffel und einer interessanten Praxis in Ostasien kehrte er in seine Heimat zurück. Zuerst wirkte er als Professor an der Universität Lausanne, und nach der Berufung Tetmajers nach Wien übernahm er als dessen Nachfolger den Lehrstuhl für Baumaterialienkunde und die Leitung der Materialprüfungsanstalt zu einer Zeit, als der Eisenbetonbau die Bauingenieure zur Schaffung von theoretischen Grundlagen drängte.

Für Schüle, einen Schüler Culmans, war die Eisenbetonforschung ein Feld, das ihn durch eine Reihe von Jahren ausgiebig beschäftigte. So entstanden die mustergültigen Arbeiten der schweizerischen Eisenbetonkommission unter seiner Leitung, die zu den wertvollsten wissenschaftlichen Arbeiten im Eisenbeton gehörten, und die in der Fachwelt Anerkennung gefunden haben. Die Methodik war es, die seine Arbeiten im Laboratorium so wertvoll machte.

Leider war es ihm nicht vergönnt, mit voller Kraft die begonnenen Arbeiten fortzusetzen, da seit Jahren ein schweres Herzleiden seine Arbeitskraft lähmte.

Nach dem Kriege bemühte er sich, die Arbeiten im Internationalen Verband der Materialprüfungen wieder aufleben zu lassen; bei den bekannten Widerständen war es nicht seine Schuld, wenn seine Absicht mißlang.

Seine hervorragenden wissenschaftlichen Arbeiten wurden von der Technischen Hochschule in Karlsruhe durch die Verleihung der Würde eines Ehrendoktors geehrt.

E. Probst.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Das Wesen der Nietverbindung.

Von Richard Baumann.

Übersicht. Es wird gezeigt, daß das Wesen der Nietverbindung durch den Reibungsschluß zwischen den Blechen gekennzeichnet ist, und daß es nicht darauf ankommt, wie die Verbindung berechnet wird (Schub, Reibungsdruck, Gleitwiderstand), sondern darauf, daß sie gut ausgeführt wird; deshalb und im Hinblick auf die hohe Bedeutung richtiger Behandlung des Materials ist auf Erzielung hohen Gleitwiderstandes zu achten, und nicht das Augenmerk auf die Schub-Beanspruchung oder den Leibungsdruck zu lenken, was insbesondere auch bei hochwertigem Material zu unzweckmäßigen Abmessungen und Formen führen könnte.

Die erste Vereinigung zweier tragender Teile dürfte durch Binden nach Abb. 1 oder 2 erfolgt sein, ein Verfahren, das durch die Bezeichnung „Verbindung" recht gut gekennzeichnet erscheint und auch heute im Gerüstbau, in Haus, Hof und Garten noch vielfach Anwendung findet, wenn auch die früher üblichen biegsamen Zweige durch Stricke ersetzt werden. Wer eine solche Verbindung selbst herstellt, weiß ganz genau, daß es vor allem darauf ankommt, daß das geschlungene Seil die Stangen fest zusammenpreßt: erst der Reibungsschluß macht die Verbindung zuverlässig. Bei Anordnungen nach Abb. 2 wird gern eine Astgabel oder dergleichen benutzt worden sein, um das Herabrutschen zu verhindern und mangels solcher wird der Pflock zu Hilfe genommen worden sein, der schließlich als Holznagel später Metallnagel, die Bindung entbehrlich gemacht hat. Aber auch beim Nageln kommt es darauf an, daß die zu verbindenden Teile fest zusammengepreßt werden und die Schraube trägt erst in zweckmäßiger Weise, wenn sie fest angezogen ist; das weiß jeder, der selbst praktisch arbeitet; eine lose Schraube würde sehr bald ihr Loch aufweiten und locker werden, kurz, unbrauchbar sein.

Als das Metall das Holz verdrängte, trat an die Stelle des Nagels die Niete, der Nietnagel. Seit jeher wird sie vom Schmied angewendet, und so stand das Nietverfahren dem Ingenieur voll ausgebildet zur Verfügung, als er für die Aufgaben im Maschinen-, Brücken- oder Behälterbau seiner in einem freilich vorher nicht geahnten Maße bedurfte. Unsere Schmiede wußten ganz genau, wie eine gute Nietung herzustellen war, so daß ohne weiteres zuverlässige Arbeit entstand. Vor allem galt es, dafür zu sorgen, daß die Niete festsitzt, d. h. daß die zu verbindenden Bleche, Laschen usw. durch die Niete fest zusammengepreßt werden. Deshalb muß die Niete zwei gute Köpfe haben und außerdem muß sie im Schaft so elastisch sein, daß sie sich nicht bleibend streckt, was zum Klappern führen würde. Deshalb wurde das weiche Eisen entweder durch Kalthämmern gestaucht und dadurch mit höherliegender Streckgrenze versehen, oder wurden die Nieten warm eingezogen und die große Wärmeschrumpfung beim Erkalten im Verein mit der Staucharbeit und der Kühlwirkung zum Höherlegen der Streckgrenze benutzt. Wer glauben würde, diese Auffassung sei unrichtig, würde denselben Fehler begehen, wie derjenige, der eine Nietung mit weichen Aluminiumnieten herstellen wollte: diese würden sehr bald bleibende Dehnungen im Schaft erhalten, zu klappern beginnen und damit den Bestand des Bauwerks gefährden. (Heute wird viel mit Aluminiumlegierungen genietet, aber erfolgreich nur mit solchen von höher gelegter Streckgrenze.)

Es war ein zufälliges zeitliches Zusammentreffen, daß die Nietverbindungen dann Bedeutung gewannen, als man planmäßig begann, die in den Ingenieur-Konstruktionen auftretenden Spannungen zu berechnen. Und es ist zu bedauern, daß man dabei als maßgebende Beanspruchung der Nietschäfte die Schubbeanspruchung auffaßte, obwohl schon damals die Rechnung hätte zeigen müssen, daß in allen praktisch wichtigen Fällen die Biegungsbeanspruchung überwiegt, wenn die Nietschäfte in der Leibung zum Anliegen kommen. Aber

Abb. 1. „Verbindungen".

Abb. 2.

Abb. 3. Bolzen mit dicken Köpfen statt Nieten.

man darf nicht außer Acht lassen, daß jede Art von rechnerischer Grundlage damals als wertvoller Fortschritt, als eine Hilfe erschien, wo bisher das Nichts gewesen war, und daß die durch Beobachtungen am Bauwerk und beim Versuch geschärfte Erkenntnis naturgemäß nachhinken mußte — wie sie es stets tut und tun wird.

Jedenfalls ist anzunehmen, daß kein praktisch erfahrener Mann auf den Gedanken kommen würde, sich auf den Schub- oder Biegungswiderstand der Nietschäfte zu verlassen, wenn die Nieten durch die Bleche einfach hindurchgesteckt und durch Köpfe gegen das Herausfallen gesichert wären, wie Abb. 3 andeutet, eine Verbindung, wie sie bei ungenügender Nietarbeit jederzeit entstehen wird. Der praktisch erfahrene Mann verlangt vielmehr, daß beide Köpfe satt aufsitzen, wie Abb. 4 zeigt, und gut ausgebildet, also imstande sind, die Bleche fest zusammenzupressen. Es ist ihm im Grunde seines Herzens völlig gleichgültig, wie die Nietverbindung berechnet wird, wenn sie nur bei der Betriebsbeanspruchung nicht zu klappern anfängt. Dieses Klappern kann nicht durch die Berechnungsart beeinflußt werden, sondern nur dadurch, daß dafür gesorgt wird, daß die Nieten im Loch nicht hin- und hergezogen oder -geschoben werden. Diese Forderung läuft darauf hinaus, daß die zu verbindenden Bleche keine (zu großen) Bewegungen gegeneinander ausführen. Das heißt mit anderen Worten: Soll eine Nietverbindung sich im Betrieb bewähren, so dürfen sich die Bleche gegeneinander nicht verschieben [1]).

Bis hierher dürfte Einigkeit bei allen Fachgenossen herrschen. Nun aber gehen die Ansichten auseinander.

Die einen — und zwar scheint ihre Zahl bei den Bauingenieuren zu überwiegen — meinen, die Verschiebung müsse verhindert werden (und werde verhindert) dadurch, daß die Nietschäfte die Löcher stramm ausfüllen und wie Keile wirken. Sie berechnen daher die Schubbeanspruchung und den Lochleibungsdruck und betrachten sie als maßgebende Größen. Diese Auffassung pflegt sich auf Versuche zu stützen, die bis zum Bruch der Verbindung durchgeführt werden. Bei solchen Versuchen werden die Nieten abgeschert oder die Löcher überanstrengt. Daß im Betriebe der üblichen Bauwerke andere Vorgänge maßgebend sind oder doch sein können, wird übersehen; dort stellt das Losschlagen der Nieten das Ende des Betriebes dar, längst ehe Abscheren der

[1]) Insbesondere in Fällen, in denen das Eigengewicht überwiegt, also die Beanspruchungsrichtung nicht wechselt, oder jede Aenderung der Belastung ausgeschlossen ist; es wäre aber unzweckmässig aus solchen Fällen die Anschauung über das Wesen der Nietung abzuleiten.

Schäfte oder Ausreißen der Löcher in Frage steht. (Auf die Frage Biegungs- oder Schubbeanspruchung sei hier nicht weiter eingegangen, da sie erledigt sein dürfte.) Andere glauben, durch besondere Ausbildung der Nietköpfe und Versenke wirken zu können. Auch diese Maßnahmen würden erst dann zur Geltung kommen, wenn eine ganz unzulässig große Bewegung (bleibende Formänderung) in der Nietverbindung eingetreten wäre, wie ein Blick auf die Länge der Nietschäfte erkennen läßt. Der Vollständigkeit halber sei noch daran erinnert, daß die Nietschäfte bei warm eingezogenen Nieten nach dem Erkalten nur ganz unvollkommen an der Leibung anliegen können (jedenfalls, wenn mehrere Nieten vorhanden sind; bei einer Niete wäre ja Anliegen auf einer Seite schließlich möglich), weil die negative Wärmedehnung des heißen Schaftes eben sehr viel größer ist als die elastische Formänderung von Schaft und Loch, so daß der erkaltete Schaft die Lochwand nicht mehr berührt. Es ist versucht worden, durch Einpressen von übermäßig viel Nietmaterial ein Eindornen der Nieten in die Löcher herbeizuführen (Frémont, Abb. 5 zeigt ein Bild aus der

Abb. 4. Nietung (im Gegensatz zu Abbildung 3).

Abb. 5. Nieten mit „Speisehals"

Z. d. V. D. I. 1907, S. 794), wobei man die ganz bedenkliche Schädigung der Eisenteile übersah. Eine Verbindung, die in der eben geschilderten Art wirken könnte, müßte durch Eintreiben von konischen Stahldornen in gut vorgearbeitete Löcher hergestellt werden. Niemand würde das eine Nietverbindung nennen wollen.

Der andere Teil der Fachgenossen — in der Mehrzahl Maschineningenieure — ist der Ansicht, daß diejenige Größe, welche die Nietverbindung lebensfähig macht, die Reibung zwischen den verbundenen Teilen ist, d. h. der Gleitwiderstand. Alle dagegen früher vorgebrachten Einwände haben sich leicht widerlegen lassen und es ist heute kein Widerspruch bekannt, der nicht durch die Macht der Gewohnheit allein zu erklären wäre. So erschiene es unnötig, weiteres zu bemerken, wenn nicht durch die zufällig bemerkte „Erwiderung" von Herrn Professor Schachenmaier auf S. 246 dieser Zeitschrift die Angabe neu hinzugetreten wäre, daß die Kesselbauer immer mehr von dieser, durch Bach vertretenen Anschauung abkommen sollen. Das ist eine große Täuschung. Wer sich heute zu den sachgemäßen Kesselbauern zählen will, muß seine Einrichtungen so treffen, daß ein möglichst hoher Gleitwiderstand erzielt wird. Die seit Jahresfrist in Bearbeitung befindlichen deutschen Bauvorschriften für Landdampfkessel werden darüber keinen Zweifel lassen; übrigens besteht ein solcher über die Wirksamkeit des Gleitwiderstandes bei Kesselbauern meines Wissens nicht. Etwas ganz anderes ist die Frage, wie die Kesselbauer rechnen. Da besteht allerdings kein Zweifel, daß die heutigen Bauvorschriften die Scherfestigkeit der Nieten zugrunde legen, und zwar ausschließlich, während bis vor kurzem der Satz: „Die Nietnähte sollen stets so ausgeführt werden, daß der erforderliche Widerstand gegen Gleiten vorhanden ist", der Vorschrift über die Scherfestigkeit vorausging. Ich kenne aber auch die Motive für diese Änderung, da ich an den maßgebenden Sitzungen teilgenommen habe. Es wurde damals ausgeführt, daß die Rechnung auf beiden Wegen zu denselben Nietstärken führe, und daß man deshalb der Kürze halber nur das beibehalten wolle, was als älteres Verfahren weiter verbreitet sei. Allein schon kurze Zeit darauf erkannten erfahrene Fabrikanten, daß sie damit ein Unheil angerichtet hatten. Und vollends seit die ausführlichen Untersuchungen über den Einfluß der Spannungen, welche durch das Nieten im Material hervorgerufen werden können (Z. d. V. D. I. 1912, S. 1890 u. f.) bekannt geworden und durch das Heft 252 der Forschungsarbeiten ergänzt sind, besteht bei keinem deutschen Kesselbauer mehr Unklarheit, worauf es bei der Nietverbindung ankommt. Schwere Schäden im In- und Ausland haben etwa in Jahresfrist eine Erziehungsarbeit geleistet, die sonst ein Menschenalter dauert und in Deutschland die Klarstellung herbeigeführt, welche nötig war, um Wiederholungen zu verhüten, was eine Überlegenheit der deutschen Arbeit zur Folge hat. Obgleich nun beim Kessel die Temperaturerhöhung im Betriebe eine Verschärfung herbeiführt, die im Eisenbau vermieden ist, so bestehen doch in bezug auf das Wesen der Nietung in beiden Tätigkeitsgebieten dieselben Verhältnisse, und der erwähnte Hinweis auf die Ansichten der Kesselbauer ist sehr zu begrüßen (obgleich er nicht das Richtige getroffen hat)[2], weil ohne ihn diese Erläuterung nicht erfolgt wäre. Diese zeigt wieder einmal die außerordentliche Bedeutung der praktischen Tätigkeit des Ingenieurs für seine Anschauungen und Erkenntnisse. Es wird zu hoffen sein, daß die Bauingenieure sich die Auffassung, der Gleitwiderstand der Nietverbindungen gebe für ihr gutes Verhalten im Betriebe den Ausschlag, um so rascher zu eigen machen, je mehr sie vor dem Studium auf dem Werkplatz oder in der Fabrik mit eigener Hand zugegriffen haben, wie es seit kurzem mit Recht verlangt wird.

Ein Bogenvorschlag zur Sydneybrücke.

Von Dipl.-Ing. Dick, Kriens bei Luzern.

Die Formgebung einer großen Brücke stellt durch ihre Abhängigkeit von den Bedingungen der Statik, der Wirtschaftlichkeit und rationellen Montage und durch ihre Anforderungen an den künstlerischen Geschmack des Ingenieurs immer eine der schwierigsten, aber auch interessantesten Aufgaben des Brückenbaus dar. Der in Heft 18 erschienene Vortrag von Herrn Dr. Georg Müller dürfte daher mit seiner eingehenden Kritik der Gestaltung der Sydneybrücke alle Brückenbauer lebhaft interessiert und vielleicht manchen zu eigenen Studien über das Problem veranlaßt haben. Es mag im folgenden erlaubt sein, dem dort eingehend begründeten Rahmenvorschlag, der in seiner kraftvollen Einfachheit von den vorher gezeigten Angeboten des letzten Sydneywettbewerbes sehr vorteilhaft absticht, eine solche Studie gegenüberzustellen, welche für den Bogen eine ähnliche Herausbildung einer klaren Grundform versucht, wie sie Herr Dr. Müller für die Rahmen- und Auslegerbrücken bringt.

Wenn man die Angebote für Bogenbrücken durchgeht, welche bei dem letzten Wettbewerb vorgelegt worden sind, so gewinnt man den Eindruck, daß in der Regel nur eine Bogengurtung, nicht ein Fachwerkbogen geformt worden ist. In der Brückenmitte schmiegt sich die zweite Gurtung, meist der Obergurt, der parabolischen Hauptgurtung ziemlich an, wird dann aber am Auflager plötzlich abgeschnitten oder unter Verleugnung der Bogenform als Auslegergurtung weitergeführt. Beides wirkt unschön, die Auslegeröffnungen sind mit 90 m gegenüber der Hauptöffnung zu klein, und das senkrechte Abschneiden des Fachwerks über dem Auflager hat die Entwerfenden selber so wenig befriedigt, daß sie fast immer einen Mauerkörper als Maskierung vor die Bogenenden setzten.

Die Entgegnung, daß diese Mauerkörper nötig sind, um die Auflagerdrucke in die Tiefe zu zwingen, dürfte nicht geeignet sein, die gewählten Bogenformen als richtig für einen reinen Eisenbau erscheinen zu lassen.

Die Mängel in wirtschaftlicher Hinsicht: Mehrverbrauch an Eisen wegen der Aufbaukräfte, Erstellung einer Verankerung, die in der fertigen Brücke doch nicht durch Verkleinerung irgendwelcher Stabkraftgruppen nutzbar wird, sind in dem Müllerschen Aufsatz schon erwähnt worden.

Versucht man nun beide Gurtungen gemeinsam zu einem einfachen Bogen zu formen und verwertet dabei den Müllerschen Gedanken, den guten Baugrund nach allen Richtungen auszunützen, so kommt man ungezwungen zu der folgenden Hauptträgerform, die gegenüber den Wettbewerbsbogen wesentlich ruhiger und einfacher wirkt.

Die Brücke hat nun eine klare Zweiteilung erhalten; die Fahrbahn, das Getragene, geht als ruhiges glattes Band von Ufer zu Ufer; der Bogen, das Tragende, schwingt sich von breit und beruhigend verankerter Basis zu einer schlanken Wölbung auf, beide Gurtungen beugen sich einer Form, einem konstruktiven Gedanken, der jedem Betrachter das Kräftespiel deutlich vor Augen führt. Die Ellipsenform der Rundung läßt von der großen Bogenbreite am Auflager eine schnelle Verjüngung entsprechend dem rasch abnehmenden Moment

[2] Es ist wesentlich, daß, wie schon erwähnt, die Art der Anschauung das Rechnungsergebnis nicht beeinflußt, daß also der Hinweis von Herrn Prof. Sch. darauf, daß Tausende und Abertausende von Ausführungen sich gut bewährt haben, gar kein Urteil gestattet. Die versuchte Konstruktion eines Unterschiedes zwischen Praxis und Laboratorium fällt daher zusammen. Wohl aber beeinflußt die Anschauung die Ausführung und darauf kommt es an, vollends auch im Hinblick auf höherwertige Baustoffe.

Auf den weiteren Inhalt der „Erwiderung" sei nicht eingegangen, weil ein Schriftwechsel als Selbstzweck unfruchtbar erscheint, sondern nur festgestellt, daß der Gedanke, die Streckfiguren zur Klarstellung heranzuziehen, nicht wohl als ein neuer Weg bezeichnet werden kann.

zu, außerdem behält diese Form von jedem seitlich gelegenen Standpunkt gesehen, eine gute Wölbung im Gegensatz zur Parabel, die in Kämpfernähe leicht zu gerade wirken kann. Durch Vergrößerung der Felder bei den Auflagern wird einmal ein unauffälliger Übergang von den 20-m-Feldern des Bogens zu den 40-m-Öffnungen in den Zufahrtsbrücken erzielt, dann aber wird im Verein mit der Bogenverjüngung eine ziemlich gleichmäßige Strebenneigung erreicht und damit die bei fast allen Wettbewerbsvorschlägen auftretenden steilen Diagonalen und spitzen Anschlüsse umgangen. Die Ausfachung wirkt nun nicht mehr langweilig, sondern unauffällig.

Dadurch, daß sich fast von jedem Standpunkt aus die tatsächliche Verkleinerung der höher gelegenen Bogenstäbe und Felder zu der perspektivischen Verjüngung addiert, daß dem Beschauer meistens die größten Stäbe und Felder am nächsten liegen, wird die mächtige Wirkung des Bauwerks noch gesteigert.

Die Seitenöffnungen sind der Form nach von Dr. Müller übernommen, nur sind an Stelle einfacher Blechbalken vollwandige Gerberträger getreten.

Der Vergleich mit den angebotenen Bogen und mit dem Rahmenvorschlag von Dr. Müller zeigt offensichtlich, daß der Aufbau des Bogens nicht mehr Schwierigkeiten bereitet, als bei irgendeinem anderen Vorschlag zu erwarten sind. Die Verankerung des Bogen-Obergurtes ist als senkrechter pendelartiger Augenstab gedacht, der selbst mit Berücksichtigung von Auftrieb je nach dem spezifischen Gewicht des anstehenden Felsens in etwa 30 m Tiefe ein sicheres Auflager findet. Die günstigste Kraftverteilung im Bogen erreicht man nach einer vorläufigen statischen Untersuchung, die allerdings an Hand der Wettbewerbsunterlagen und mit größerer Genauigkeit nachzuprüfen wäre, durch folgenden Aufbauvorgang:

Von beiden Seiten werden die Hauptträger und Verbände frei vorgebaut bis zum vierten Knoten von der Mitte aus; die acht Mittelfelder werden eingeschwommen, hochgezogen und vorläufig mit Untergurtgelenken in den Bogen eingefügt. Bis jetzt erhalten alle Auflager nur lotrechte Kräfte. Nun erfolgt auf beiden Seiten der Vorbau der fertigen abgedeckten Fahrbahn bis zu den provisorischen Gelenken, dann werden diese durch eine feste Obergurtverbindung geschlossen und das Fahrbahn-Mittelstück fertiggestellt. Auch die fertige Brücke erzeugt steile Auflagerdrücke; die sonst bei Bogenbrücken im Flachland nur zu üblichen Steintürme haben hier neben ihrem architektonischen Heimatrecht auch als Auflagerbeschwerer jeden Sinn eingebüßt.

Die Gurtbeanspruchungen können als günstig bezeichnet werden, jedenfalls lassen sich umfangreichere Verstärkungen für bloße Montagespannungen gut vermeiden.

Die Stabkräfte und Lasten häufen sich über den Auflagern, während die Brückenmitte leicht bleibt; dadurch wäre die Konkurrenzfähigkeit mit den Wettbewerbsentwürfen auch wirtschaftlich gesichert.

Wenn heute auch kein noch so schöner Entwurf den Lauf der Dinge ändern kann, so dürfte vielleicht die vorliegende Studie doch einen gewissen Wert behalten als Versuch, eine so häufige und wichtige Bauform wie den Bogen dem Flachland losgelöst von aller Maskierungs-Architektur anzupassen und durchzubilden zu Klarheit und Einfachheit.

Unfälle.

Ende Juli v. J. berichteten die Tageszeitungen über zwei Unfälle, die bei der Aufstellung bzw. Benutzung kleiner eiserner Brücken entstanden waren. Beide Unfälle waren besonders schwer, da sie zum Verlust mehrerer Menschenleben führten.

Der erste dieser Unfälle entstand am 22. Juli v. J. bei der Aufstellung einer Straßenunterführung bei Frankfurt a. Main. Die Brücke bestand aus vier als Gerberbalken ausgebildeten Blechträgern, deren mittlere Abstützung auf zwei Pendelportalen in 16,75 m Abstand erfolgen sollte. Bei der Ausführung wurden zunächst die beiden Pendelportale aufgerichtet und mittels Holzstreben von etwa 13 cm Stärke gegen die benachbarten Widerlagsmauern abgestützt. Außerdem wurden diese Portale mit Drahtseilen von 17 mm Dmr. nach außen verankert. Diese Seile waren mittels Zimmermannsschleifen an 48 mm starken und 1,5 m langen in den Boden eingeschlagenen Rundeisen befestigt. Auf die Portale waren bereits zwei mittlere Hauptträger ohne die seitlichen Einhängestücke aufgelegt. Beim Einbringen der diese beiden Hauptträger verbindenden Querkonstruktionen mußte einer dieser 11 t schweren Hauptträger angehoben und seitlich verschoben werden, als plötzlich beide Portale nach der gleichen Seite umkippten und die Blechträger abstürzten. Dabei wurde ein Mann getötet, während drei andere Leute mit leichten Verletzungen davon kamen. Der die Aufstellungsarbeiten persönlich leitende Unternehmer und die auf den Hauptträgern arbeitenden Leute retteten sich im letzten Augenblick durch Abspringen.

Bei der nachträglich angestellten Untersuchung haben Unternehmer und Monteur schließlich zugegeben, daß kurz vor dem Unfall die Holzstreben auf einer Seite entfernt waren.

Aus diesen Darlegungen geht zunächst hervor, daß es sich um eine überaus einfache Aufstellungsarbeit und um ein ebenso einfaches Bauwerk von bescheidenen Abmessungen handelt. War die Sicherung der Portale gegen Umfallen schon unzulänglich und ungeschickt, so zeugt das Weglassen der Streben von einer überaus leichtfertigen Auffassung. — Von Bauunternehmungen, die mit der Herstellung und Aufstellung von Ingenieurbauwerken betraut werden, sollte man Leichtfertigkeiten dieser Art schlechthin nicht erwarten dürfen. — Es muß auch festgestellt werden, daß die ausführende Firma in den Kreisen des Deutschen Eisenbau-Verbandes als Eisenbaufirma nicht bekannt ist. Der Unfall sollte den maßgeblichen Stellen von neuem zur Warnung dienen und sie veranlassen, die Ausführung und Aufstellung von Eisenbauten nicht unerfahrenen, sondern zuverlässigen Firmen anzuvertrauen.

Wenige Tage nach diesem Unfall stürzte im Kreise Iserlohn i. Westf. eine eiserne Brücke ein, wobei zwei Leute tödlich und ein Mann schwer verletzt wurden.

Die Brücke war mit einer zweiten gleicher Ausführung im Jahre 1896 als altes Bauwerk angekauft und wurde seit 1901 als Straßenbrücke über die Höhne verwendet. Die Hauptträger waren Parabelträger mit gekreuzten Flacheisenstreben, hatten etwa 13 m Stützweite und 1,4 m Konstruktionshöhe in der Mitte. Kurz vor dem Unfall wurde ein Anschlußgleis über die Brücke verlegt; vorher war der alte Holzbodenbelag der Fahrbahn durch eine 20 cm starke Stampfbetondecke ersetzt worden. Nach angeblichen Probebelastungen mit Eisenbahnwagen von ca. 6 t Eigengewicht und 2 bezw. 7 t Ladung stürzte die Brücke am 28. Juli d. J. unter der Last eines voll beladenen 10 t-Wagens vollständig ein (Abb. 1). Der Zustand der eingestürzten Brücke weist deutlich darauf hin, daß die Querträger gebrochen waren, und daß der fast senkrecht abgestürzte Eisenbahnwagen die beiden Brückenhälften mit den Hauptträgern nach innen umgekippt hat.

Abb. 1.

Nach den Aufräumungsarbeiten konnte festgestellt werden, daß sämtliche Querträger in der Mitte gestoßen waren (Abb. 2). Diese merkwürdige und ungewöhnliche Ausführung ist wohl darauf zurückzuführen, daß die 5,2 m langen Querträger der Brücke aus je 2 Querträgern von 2,6 m Länge gebildet waren. Zur Erklärung dieser ungewöhnlichen Anordnung möge die Feststellung dienen, daß die angekaufte Brücke ursprünglich nur 2,6 m Breite hatte. Offenbar wurden vor der Neuaufstellung zur Gewinnung der doppelten Brückenbreite die Querträgeranschlüsse bei zwei Brücken gleichmäßig auf einer Seite an einem Hauptträger gelöst. Zwei Hauptträger mit den daran sitzenden Querträgern sind dann zu einer Brücke von 5,2 m Breite zusammengesetzt. Der Stoß der beiden Stehbleche der Querträger war wohl durch 2 Laschen gedeckt. Dagegen war für den Gurtwinkelstoß überhaupt nichts vorgesehen, wenn man von einer beiderseits mit je einem Niet angeschlossenen Fugendeckung im Bereich der senkrechten Winkelschenkel durch Blechstückchen von 150 · 60 · 7 mm absieht.

Abb. 2.

Über diese jeder fachmännischen Überlegung hohnsprechende „Konstruktion" ist kein Wort zu verlieren. Abbildung 2 spricht für sich selbst, und die Ursache des Unglücks liegt klar zutage. Verwunderlich bleibt nur, daß die Verbindung der beiden Querträgerhälften vollständig unkundigen Leuten anvertraut werden konnte, und daß bei der Aufstellung des Bauwerkes keine Aufsichtsbehörde benachrichtigt wurde.

R.

Verbindung von Eisenbetonstützen mit Eisenträgern oder Holzfachwerk zu Tragkonstruktionen.

Von Dipl.-Ing. Hermann Deimling, Hamburg.

Bei Fabrikbauten, Schuppen jeder Art gestaltet man die Tragkonstruktion der Dächer möglichst leicht, während man die Stützenkonstruktion schwerer konstruieren kann, um die nötige Windstabilität zu erzielen. Dies führte neuerdings dazu, die Stützen in Eisenbeton herzustellen und die Dächer in Holz oder Eisen, wobei man die Stützen als unten eingespannte Konstruktionen behandelt, die befähigt sind, die Windkräfte aufzunehmen. Die Dächer werden dann als freitragende oder kontinuierliche Träger, Bogen usw. in Holz oder Eisen auf die Stützen aufgelegt.

In den Kriegsjahren, wo hauptsächlich an Eisen gespart werden mußte und Eisenbeton leichter durchzuführen war, hat der Verfasser bei einer Fabrikanlage in Harburg Stützen und Eisenfachwerk zu gemeinsam wirkender Konstruktion in der Art ausgebildet, daß die Stützen in Eisenbeton zusammen mit dem Eisenfachwerkträger des Daches als eine Rahmenkonstruktion wirken. — 2 Gelenkbogen von 15,50 m Spannweite und 10,52 m Höhe — Abb. 1 und 2 zeigen die Ausführungsart der normalen Binderstütze mit Fußgelenk. Hierbei sind die eisernen Dachbinder durch Einbetonierung ihres unteren Teiles in die Stütze so mit dieser verbunden, daß eine gemeinsame Wirkung entstehen muß. Abb. 2 zeigt den ganzen Binder.

Eine solche Verbindung zweier verschiedener Konstruktionsarten dürfte gegebenenfalls wesentliche Vorteile bei Dächern bieten und ist sowohl für 2 Gelenkrahmen als auch für eingespannte Tragwerke recht gut anwendbar. Die Berechnung bereitet keine Schwierigkeit, es müssen nur in den Arbeitsgleichungen die für Stiele und Träger verschiedenen E und J berücksichtigt werden. Als selbstverständlich ist vorauszusetzen, daß die Übergangsstellen vom Eisenbeton in Eisen oder Holz sachgemäß und besonders sorgfältig ausgebildet werden, damit die Übertragung der errechneten Kräfte gewährleistet wird und keine Absprengungen des Betons erfolgen können.

Auch für Brückenkonstruktionen, wo die Durchfahrt eine geringe Höhe der Tragkonstruktion bedingt, kann eine Verbindung auskragender Widerlager in Eisenbeton mit eingespannten Tragbalken in Eisen zu günstigen Ergebnissen führen; dabei bleibt es unbenommen, das Eisen freizulassen oder rost- und rauchsicher zu ummanteln.

Abb. 1. Verbindung des eisernen Fachwerkträgers mit dem Eisenbetonstiel.

Abb. 2. Fußgelenk.

Abb. 3. Binder.

Allgemeine Formel für Berechnung eines Freistabes auf Biegung in der Ebene.

Von N. Pogorschelsky, Dipl.-Masch.-Ing., Moskau.

Die Gleichung für Berechnung wird aus der Voraussetzung einer größeren Deformation als die wirkliche abgeleitet, infolgedessen der Sicherheitsgrad etwas größer als der angenommene ausfallen wird.

Lassen wir auf einen Freistab, der auf zwei Stützen ruhen soll, eine Querbelastung:

$$q_x = q \sin \frac{\pi x}{l}$$

wirken, so bei Berücksichtigung von:

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{d^2 y}{d x^2},$$

erhalten wir die Gleichung der elastischen Linie:

$$y = q \frac{l^4}{\pi^4 E J} \sin \frac{\pi x}{l}.$$

Abb. 1.

Die elastische Linie bleibt auch dann bestehen, wenn wir den $\frac{1}{n}$-ten Teil der Querbelastung, das ist:

$$\frac{1}{n} q_x = \frac{1}{n} q \sin \frac{\pi x}{l}$$

durch eine Längskraft P ersetzen, die wieder ein n-tel der entsprechenden kritischen Kraft $\frac{\pi E J}{l^2}$ bildet, dabei aber die Längskraft P ein n-tel von BW $\left(\text{d. h.} \frac{P l^2}{\pi^2 E J} BW\right)$ auf sich nehmen wird. Somit, bei der vorgegebenen Deformation nach der Sinusoide

$$y = q \frac{l^4}{\pi^4 E J} \sin \frac{\pi x}{l}$$

und Spannung B (auf Biegung) wird die Längskraft P eine Druckspannung $\frac{P}{F}$ und eine Biegungsspannung $B \frac{P}{\frac{\pi^2 E J}{l^2}}$ erheben, der übrige nicht ausgenutzte Rest der zulässigen Spannung

$$B - \frac{P}{F} + B \frac{P}{\frac{\pi^2 E J}{l^2}}$$

kann vor Beginn der Deformation auf das ursprüngliche Quer- und Exzentrizitätsmoment $\overline{M}$ übertragen werden. Daraus erhalten wir:

$$B - \left(\frac{P}{F} + B \frac{P}{\frac{\pi^2 E J}{l^2}} \right) = \frac{\overline{M}}{W}$$

und nach dem Umformen gelangen wir zur allgemeinen Berechnungsformel:

$$\frac{\overline{M}}{BW} + \frac{P}{\frac{\pi^2 E J}{l^2}} + \frac{P}{BF} = 1 \quad \ldots\ldots\ldots \text{(A)}$$

die als Theorem ausgedrückt lautet:

„Der Gesamtgefahrkoeffizient bezüglich der zulässigen Belastung ist gleich (oder kleiner) der Summe der Gefahrkoeffizienten auf Querbiegung $\left(\frac{\overline{M}}{BW}\right)$, Längsbiegung $\left(\frac{P}{\frac{\pi^2 E J}{l^2}}\right)$ und Druck $\left(\frac{P}{BF}\right)$ und darf Stabilitäts- und Festigkeitshalber des Stabes den Wert 1 nicht überschreiten."

Für Querbelastungen mit Krümmungsradien der elastischen Linie von $\varrho_{min} = \frac{E J}{M_{max}}$ in der Mitte, bis $\varrho = \frac{E J}{0} = \infty$ auf Enden, kann dieselbe mit der Sinusoide verglichen werden und wird für Berechnung dieselbe Formel gelten. Wenn aber der Verlauf der elastischen Linie von der sinusoidalen Form erheblich abweicht, so kann die Berechnung von der vorgeschlagenen möglichen maximalen Deformation ausgehen und dann wird die allgemeine Berechnungsformel zu:

$$\frac{\overline{M}}{BW} + \sum \frac{P (l - a)^2}{2 E J} + \sum \frac{P}{BF} = 1 \quad \ldots \ldots (A_2)$$

wo $\overline{M}$ = Moment der äußeren Kräfte vor Deformation,
W = Widerstandsmoment (geometrische),
P = Längskräfte,
l = Hälfte der Freistablänge oder die Länge des einerseits befestigten Stabes,
a = Abstand des Angriffspunktes P vom freien Ende,
J = Trägheitsmoment,
F = Querschnittsfläche,
E = Elastizitätsmodul,
B = zulässige Spannung,
$\sum$ = Symbol für Summe aller Kräfte von der einen Seite des Stabquerschnittes.

Aus der Formel (A) bei $\overline{M} = 0$ wird die Formel für Berechnung der zentralgedrückten Stäbe:

$$P = \frac{BF}{1 + \frac{B}{\pi^2 E}\left(\frac{l}{r}\right)^2} \text{ erhalten} \quad \ldots \ldots (B)$$

$$r^2 = \frac{J}{F}.$$

Diese Formel stimmt mit den neueren amerikanischen Normalien überein. Die letzten geben an:

$$P = \frac{11{,}2\,F}{1 + 0{,}000\,074\left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

Der Koeffizient bei $\left(\frac{l}{r}\right)^2 = 0{,}000\,074$, etwas größer als der theoretische $\frac{B}{\pi^2 E} = 0{,}000\,060$, hat die unberücksichtigten Biegungsmomente des Eigengewichtes, der Exzentrizität, des Winddruckes usw. zu decken. Die Formel (A) bildet die Arbeitsbedingungen genauer ab, weshalb vorzuziehen sei. Durch Versuch ist das zulässige Elastizitätsmodul (Berechnungsmodul) festzustellen. Aus der genauen Ableitung der Eulerschen Formel, bei Berücksichtigung

$$\varrho = -\frac{\left[1 + \left(\frac{d y}{d x}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2 y}{d x^2}} \ldots$$

ist zu sehen, daß die Kraft $\frac{\pi^2 E J}{l^2}$ ist, die obere Grenze der Längskraft, die dem Geradewerden des bereits gebogenen Stabes nicht widerstehen kann. Mit Hilfe des geometrischen Steifheitskoeffizienten $q = \frac{J}{F^2}$ kann die Formel (B)

$$P = \frac{BF}{1 + \frac{B}{\pi^2 E}\left(\frac{l}{2}\right)^2}$$

einfacher zum Zwecke der Bestimmung der Querschnittsfläche umgeformt werden:

$$P = \frac{BF}{1 + \frac{B}{\pi^2 E}\left(\frac{l}{2}\right)^2} = \frac{BF}{1 + \frac{B}{\pi^2 E} \cdot \frac{l}{q F}}$$

$$F = \frac{P}{B} \cdot \frac{1}{2}\left(1 + \sqrt{1 + \frac{4 B^2}{\pi^2 E} \cdot \frac{l^2}{q P}}\right) = \cdot \frac{P}{B}\varphi \quad \ldots (C)$$

wobei $\frac{P}{B}$ = Querschnittsfläche auf Druck und φ = Querschnittsflächezunahme auf Knickung sind.

Ähnlicherweise wird auch die Querschnittsflächezunahme auf Knickung nach der Eulerschen Formel erhalten:

$$P_E = \frac{\pi^2 E J}{5\, l^2} = \frac{\pi^2 E\, q\, F^2}{5\, l^2}$$

$$F = \sqrt{\frac{P l^2}{\pi^2 q E}\, 5} = \frac{P}{B}\sqrt{\frac{B^2}{\pi^2 E} \cdot 5\, \frac{l^2}{q P}} = \frac{P}{B} \cdot \varphi_{Euler} \quad \ldots (E)$$

Lassen wir die Koeffizienten φ graphisch darstellen:

$$y = \varphi_{Eulers} = \sqrt{\frac{5 \cdot B^2}{\pi^2 E}} \cdot x^2$$

Abb. 2.

Die Kurve ABC ist aus Formel (C) aufgetragen und die gerade Linie OBD bildet die Querschnittsflächezunahme

$$\text{Koeffizient } \varphi = \sqrt{\frac{5 \cdot B^2}{\pi^2 E} \cdot \frac{l^2}{q P}}$$

aus der Eulerschen Formel $\left(P = \frac{\pi^2 E J}{5\, l^2}\right)$.

Durch aufmerksame Anschauung und Vergleichung der Koeffizienten

$$\varphi = \frac{1}{2}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot B^2}{\pi^2 E} \cdot \frac{l^2}{q P}}\right] \quad \ldots \ldots (C)$$

und

$$\varphi_{Eulers} = \sqrt{\frac{5 \cdot B^2}{\pi^2 E} \cdot \frac{l^2}{q P}} \quad \ldots \ldots (E)$$

werden ganz klar und verständlich alle Mißverständnisse und Überraschungen bei Berechnung der gedrückten Stäbe nach der Eulerschen Formel

$$P = \frac{\pi^2 E J}{5\, l^2}.$$

Untersuchungen über Riß- und Rostgefahr von Eisenbetonkonstruktionen.

Durch verschiedene Erörterungen in der Literatur über Angriffe oder Zerstörungen an Eisenbeton angeregt, wurde in den Niederlanden durch ministerielle Verfügung vom 31. Dezember 1919 auf Antrag von Ingenieuren selbst eine Kommission zur Untersuchung der einschlägigen Fragen eingesetzt. Der Schlußbericht dieser Kommission unter Vorsitz von Dr.-Ing. C. Lely, ist jetzt fertig und umfaßt 92 Seiten.

Mit Rücksicht auf die verschiedenen Anwendungsgebiete des Eisenbetons wurden vier Unterkommissionen gebildet.

A. Für Wege und Wasserbau,
B. für bürgerliche Baukunde,
C. für militärische Baukunde,
D. eine Studienkommission.

Die ersten drei Kommissionen haben sich in der Hauptsache auf Materialsammlung und eine vorläufige Untersuchung der in ihren Bereich fallenden Bauwerke beschränkt.

Die vierte und wichtigste Kommission D sollte das vorgearbeitete Material einer genauen und gründlichen Untersuchung unterwerfen. Die Einzelberichte sind zuletzt in einem Hauptbericht zusammengefaßt, dem wir das Folgende entnehmen.

Rißbildung:

Bei den untersuchten Fällen waren die Risse stets zurückzuführen auf:

1. Konstruktionsfehler.
2. Schwinden des Betons bei Erhärtung an der Luft un Temperaturwechsel.
3. Belastung (zuviel ruhende wie bewegliche).
4. Rostbildung am Eisen als Folge stellenweise schlechten Zustandes des Betons wie z. B. Kiesnester, große Porigkeit usw.

Das Eisen vergrößert durch Oxydieren sein Volumen. Dadurch wird der Beton losgesprengt und es entstehen Längsrisse in Richtung der Eisenstäbe und quer dazu meist in einem Winkel von 2—3°. Bei sehr starker Rostbildung schält sich die Betonhülle allmählich in großen Blättern ab. Bei den Rissen werden unterschieden weite und klaffende Fugen bis zu sehr feinen Rissen, die meist Risse der Putzschicht sind, wobei die Umstände, die im Einzelfalle der Anlaß der Rißbildung sind, beobachtet und untersucht werden.

Andere Mängel: 1. Ungenügende Überdeckung des Eisens durch Beton. Dieser Übelstand wird bei allen untersuchten Bauwerken mehr oder minder angetroffen. Ungewöhnlich häufig kann festgestellt werden, daß die Bewehrung einfach auf die Schalung aufgenagelt wird; Von einer Umhüllung durch Beton kann dann natürlich keine Rede mehr sein.

2. Kiesnester werden bei verschiedenen Bauten mehr oder minder angetroffen, zwar nicht in sehr starkem Maße und sind wahrscheinlich entstanden durch Entmischung der Betonmasse als Folge von:

a) mangelhafter Sorgfalt bei der Ausführung,
b) Schütten aus zu großer Höhe und von zu trockenem Beton.

3. Hohle Räume und stark poröser Beton werden meist gleichzeitig mit Kiesnestern gefunden. Doch vor allem entstehen sie dadurch, daß der Beton durch das Eisen verhindert wird, alle Räume gleichmäßig auszufüllen, z. B. wenn die Eisenstäbe zu dicht über- und nebeneinander angebracht sind.

4. Nicht erhärteter Zement, Schaum und andere Verunreinigungen werden ebenfalls bei einigen Bauwerken gefunden.

Die Putzschicht und ihre Nachteile: 1. Oft scheint der Putz sehr schlecht zu haften. Er hält dann nur stellenweise, so daß Schwindrisse und Abblätterungen vorkommen.

2. Gegen verschiedene ungünstige Einwirkungen z. B. Lokomotivrauchgase scheint die Putzschicht im ganzen nicht beständig zu sein.

3. Ein großer Nachteil ist, daß manche Übelstände (Kiesnester usw.) dem Auge vollkommen entrückt sind. So ist denn in der ersten Zeit an den Bauwerken äußerlich oft gar kein Schaden zu bemerken.

Rostbildung: Rostbildung erscheint in den verschiedensten Graden von Rostflecken (roestsproeter) bis zu Rostblättern und Rostanfressungen, womit dies Übel einen ernsthafteren Charakter erhält.

Übrigens scheint Rostbildung wohl mehr zufällig, da man Faktoren erkannte, die dem Rosten entgegenwirken:

1. Bei guter Umhüllung des Eisens durch Beton von guter Beschaffenheit und bei Fehlen von Rissen blieb Rostbildung aus.

2. Die Risse und besonders die feineren sind oft ausgefüllt mit einem Ausschlag, der vermutlich von Kalkverbindungen je nach dem im Zement vorhandenen überschüssigen Kalk herrührt. An mehreren Stellen wurde nach Entfernung des Betons das Eisen feucht gefunden, ohne eine Spur von Rost.

3. Das durch etwaige Risse sickernde Wasser kann durch den Beton alkalisch werden und verursacht dann keine Rißbildung auf dem feuchten Eisen, vor allem, wenn die Außenluft noch möglichst Zutritt hat.

Schlußbetrachtungen der Unterkommission D.

1. Bei keinem untersuchten Bauwerke konnte Rostbildung gefunden werden, so wie durch den Baurat Perkuhn bei Bauwerken in Oberschlesien gefunden und beschrieben ist, wo die Risse im Eisenbetonbalken in sehr großer Zahl und über eine große Fläche verteilt nebeneinander vorkommen.

Haarrisse fand man bei den Untersuchungen in Niederland in der Hauptsache bei den Bügeln.

2. Mehrmals fand Perkuhn gerade bei den feinen Rissen starke Rostanfressungen und bedeutende Querschnittsverminderung des Eisens, während in Niederland diese Rostbildung so gut wie gar nicht vorkam.

Soweit also diese beiden Fälle in Frage kommen, kann also mit Sicherheit festgestellt werden, daß für die in Niederland untersuchten Bauwerke günstigere Bedingungen vorhanden waren.

3. Im Gegensatz zu den Ausführungen des Baurat Perkuhn weisen die in den Niederlanden gemachten Untersuchungen darauf hin, daß die Hauptursache der Mängel, die die Rostbildung begünstigen, nicht gesucht werden müssen im Vorhandensein von Spalten und Rissen, sondern vor allem in den anderen Umständen, wie unvollständige Umhüllung der Eisen, das Vorkommen von Kiesnestern, hohle Räume usw., Übel, die öfter durch Putzschicht verborgen werden.

Demzufolge ist die Kommission der Meinung, daß ein großer Teil der festgestellten Gebrechen auf die Notwendigkeit hinweist, daß bei der Bauausführung mehr Wert zu legen ist auf:

1. das Stürzen und die Anwendung von weder zu nassem noch zu trockenem Beton, auf eine gute Mischung und Verarbeitung dieses Betons, eine richtige Lage der anzubringenden Bewehrung dadurch, daß man dafür sorgt, daß die Hauptbewehrungsstäbe nicht zu dicht bei einander liegen (hohle Räume) und die Bewehrung nicht auf der Schalung ruht. Das kann z. B. geschehen mit Hilfe von vorher zugerichteten kleinen Betonklötzen, die dann mit einbetoniert werden.

2. Eine allerseits völlige Umhüllung des Eisens mit Beton mindestens so, wie es die Eisenbetonvorschriften von 1918 vorschreiben.

Außerdem möchte die Kommission als vorbeugende Maßregel anordnen, entweder gar keine Putzschicht aufzubringen oder, wo nötig, erst nachdem der Bau sorgfältig überprüft ist. Also überall eine scharfe Kontrolle bei der Ausführung, um gerade die Übelstände, die die meiste Rostbildung verursachen und so die Konstruktion aufs Stärkste schädigen, zu vermeiden. Das würde der Dauerhaftigkeit der Eisenbetonbauten sehr zugute kommen.

Ferner meint die Kommission, daß es allseits zu empfehlen sei, im allgemeinen auch Eisenbetonbauten in regelmäßigen Zwischenräumen gründlich zu inspizieren auf etwaige Ausbesserungen, weil eine nur oberflächliche Besichtigung der Putzschicht keine genügende Sicherheit bietet.

Schlußfolgerungen der Kommission für Eisenbeton.

1. Die festgestellten Übelstände waren hauptsächlich zurückzuführen auf Fehler in der Ausführung oder unsachgemäße, kritiklose Verwendung des Materials.

2. Von Eisenbetonkonstruktionen gilt ganz besonders, daß sie entworfen und durchgearbeitet werden müssen von Leuten, die auf diesem Gebiet sowohl theoretische wie praktische Erfahrung haben Ebenso muß auch die Ausführung unter ständiger Aufsicht von erfahrenen Ingenieuren geschehen.

3. Bei sachkundigem Entwerfen und Erstellen ist der Eisenbeton ein vertrauenswürdiges Baumaterial, das selbst bei ungünstigen Umständen, wie z. B. unter Einwirkung von Seewasser, Salzwasser, Abfallprodukten, hoher Temperatur und Erschütterungen mit Erfolg angewendet werden kann.

4. Eisenbeton ist besonders geeignet zur Verwendung bei Konstruktionen, wo Bodenbewegungen zu erwarten sind.

5. Es erscheint wünschenswert, an den Außenflächen der Eisenbetonbauwerke keine Putzschicht aufzubringen oder doch dafür zu sorgen, daß das Eisen abgesehen vom Putz noch völlig im Beton gebettet ist und den Putz erst aufzubringen, nachdem man sich davon überzeugt hat, daß alle Mängel der Ausführung beseitigt sind.

6. Eisenbetonkonstruktionen müssen in bestimmten Zeitabständen inspiziert werden.

Zusammenfassend glaubt die Kommission als Ergebnis ihrer Untersuchungen sagen zu können, daß die im Laufe der Jahre in den Niederlanden ausgeführten Eisenbetonbauten im allgemeinen keinen Anlaß geben, an der Zuverlässigkeit solcher Konstruktionen zu zweifeln.

Das Kommissionsmitglied, P. A. M. Hackstroh, hat sich mit dem Inhalt des Kommissionsberichtes nicht ganz einverstanden erklären können und hat seine abweichende Meinung in einer besonderen Anlage zum Ausdruck gebracht.

Übersetzt von W. Eiselen.

(Nr. 15 v. De Ingenieur v. 12. IV. 1924, Bericht v. J. A. F. Sollevijn Gelpke.)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Kölner Messe.

Die Kölner Frühjahrs-Messe ist auf die Zeit vom 22.—27. März und die mit ihr verbundene technische Messe auf die Tage vom 22.—31. März verschoben worden.

Der Schiedsspruch und seine Verbindlichkeitserklärung auf Grund der Schlichtungsverordnung vom 30. Oktober 1923.

Von Syndikus Dr. Brunner, Hof-Dresden.

Auf Grund der Schlichtungsverordnung vom 30. Oktober 1923 werden die Schlichtungsausschüsse nunmehr nur noch tätig, wenn es sich um Gesamtstreitigkeiten handelt. Dabei ist nicht notwendig, daß sie von einer Partei angerufen werden, sondern sie können auch das Schlichtungsverfahren von Amts wegen einleiten. Der unparteiische Vorsitzende des Schlichtungsausschusses, der jetzt obligatorisch ist, hat zunächst zu versuchen, im sogenannten Vorverfahren, ohne Mittätigwerden der Beisitzer und unter Ausschluß der Öffentlichkeit den Abschluß einer Gesamtvereinbarung herbeizuführen. Führt dieses sogenannte Vorverfahren zu einer Einigung, so kommt, wenn es sich um die Arbeitnehmerschaft eines Betriebes handelt, entweder eine Betriebsvereinbarung, unter Umständen auch ein Tarifvertrag, und wenn es sich um eine tariffähige Arbeitnehmerorganisation handelt, ein Tarifvertrag zustande. Ein Tarifvertrag aber nur dann, wenn, wie dies die Verordnung vom 23. Dezember 1918 vorschreibt, der Schriftform Genüge geleistet ist, d. h. also, wenn der Inhalt der durch die

Einigung erzielten Vereinbarung schriftlich niedergelegt und von den Parteivertretern unterschriftlich vollzogen ist. Gelingt es dem Vorsitzenden nicht, eine auf dem Wege der Einigung erzielte Vereinbarung herbeizuführen, so ist die Sache vor der Schlichtungskammer, deren mehrere bei jedem Schlichtungsausschuß bestehen, und die neben dem unparteiischen Vorsitzenden noch aus je zwei Beisitzern der Arbeitgeber und der Arbeitnehmer zusammengesetzt ist, zu verhandeln. Dabei ist zu beachten, daß die sogenannten unständigen Beisitzer, die früher von den Parteien benannt werden konnten, jetzt weggefallen sind. Die Beisitzer werden nunmehr vom Vorsitzenden einer Liste entnommen, die alle von der obersten Landesbehörde nach Vorschlägen der wirtschaftlichen Vereinigung berufene Beisitzer enthält. Dabei entscheidet der Vorsitzende nach eigenem pflichtgemäßen Ermessen, hat jedoch den besonderen Verhältnissen des einzelnen Streitfalles und den Wünschen der Parteien nach Möglichkeit Rechnung zu tragen (§ 5 der zweiten Ausführungsverordnung). Die Verhandlung vor der Schlichtungskammer ist mündlich und öffentlich, jedoch kann die Öffentlichkeit auch ausgeschlossen werden. Die Schlichtungskammer hat die Parteien zu hören und die Streitpunkte und die für die Beurteilung wesentlichen Verhältnisse klarzustellen. Auch sie hat zunächst den Versuch einer Einigung zu machen. Kommt eine solche zustande, so ist sie ihrem Wortlaut nach niederzuschreiben und von den Parteien zu unterzeichnen. Kommt auch vor der Schlichtungskammer eine Einigung nicht zustande, dann macht die Schlichtungskammer den Parteien einen Vorschlag für den Abschluß einer Gesamtvereinbarung, d. h. sie fällt einen Schiedsspruch. Für das Zustandekommen des Schiedsspruches genügt einfache Stimmenmehrheit. Sehr wesentlich ist, daß nunmehr nicht mehr wie früher bei Stimmengleichheit oder dann, wenn sich bei der Abstimmung mehr als zwei Meinungen gebildet hatten, kein Schiedsspruch zustandekommt, sondern es entscheidet die Stimme des Vorsitzenden. Es ist also denkbar und nach meinen Erfahrungen auch bereits geschehen, daß der Vorsitzende allein z. B. die Lohnhöhe für bestimmte Zeit festsetzt. Der Schiedsspruch ist vom Vorsitzenden zu verkünden; wird er von beiden Parteien angenommen, so hat er die Wirkung einer schriftlichen Gesamtvereinbarung; das gleiche gilt, wenn der Spruch auf Grund gesetzlicher Vorschrift oder einer Vereinbarung bindend ist. Darauf ist im nachfolgenden noch besonders einzugehen. Soweit der Schiedsspruch nicht kraft gesetzlicher Vorschrift oder kraft Vereinbarung der Parteien bindend ist, bestimmt der Vorsitzende den Parteien eine angemessene Frist zur Erklärung zwecks Annahme oder Ablehnung des Schiedsspruches. Wird er von einer Partei abgelehnt, so kann die andere Partei beim zuständigen Schlichter die Verbindlichkeitserklärung beantragen. Von Amts wegen soll ein Verfahren auf Verbindlichkeitserklärung nur eingeleitet werden, wenn das öffentliche Interesse die Einleitung erfordert. Die Verbindlichkeitserklärung kann dann erfolgen, wenn die in dem Schiedsspruch getroffene Regelung bei gerechter Abwägung der Interessen beider Teile der Billigkeit entspricht und ihre Durchführung aus wirtschaftlichen und sozialen Gründen notwendig ist. Die Verbindlichkeitserklärung ist ein äußerst starker behördlicher Eingriff in die Rechte der beiden Vertragsparteien, und es soll daher auch nach neuerlichen Anweisungen des Reichsarbeitsministeriums nur in den allerseltensten Fällen und nur dann, wenn dies zur Abwendung drohender wirtschaftlicher und sozialpolitischer Schäden von der Allgemeinheit unbedingt notwendig ist, Gebrauch gemacht werden. Vor der Verbindlichkeitserklärung soll in der Regel nochmals vor dem sogenannten Vorschlichter versucht werden, die Parteien zu einigen. Die Entscheidung des Schlichters kann aber nur entweder auf Verbindlichkeitserklärung lauten oder es kann durch sie eine Ablehnung der Verbindlichkeitserklärung erfolgen. Die bisherige Möglichkeit, die Sache an die Schlichtungsbehörde zu neuer Verhandlung zurückzuweisen, wenn wesentliche Vorschriften über das Verfahren verletzt waren, besteht nicht mehr. In diesem Falle ist die Verbindlichkeitserklärung eo ipso abzulehnen. Auch zu einer etwaigen Änderung des Schiedsspruches ist der Schlichter nicht befugt, es sei denn, daß beide Parteien hierzu ihre Zustimmung geben. Ist die Verbindlichkeitserklärung ausgesprochen, so kann keine weitere Instanz angerufen werden, die Entscheidung ist vielmehr endgültig. Dasselbe gilt natürlich auch für die Ablehnung einer Verbindlichkeitserklärung. Nur dann kann über eine Streitigkeit, über die schon ein Schlichtungsverfahren stattgefunden hat, erneut ein solches stattfinden, wenn das erste weder zu einer Einigung noch zu einem bindenden Schiedsspruch geführt hat und ferner dem neuen Verfahren alle beteiligten Parteien zustimmen oder es das öffentliche Interesse erfordert (§ 12 der zweiten Ausführungsverordnung zur Schlichtungsverordnung). Durch die Verbindlichkeitserklärung wird die Annahme des Schiedsspruches ersetzt. Es wird dadurch also eine Gesamtvereinbarung geschaffen mit allen sich daraus ergebenden Folgen. Der allgemeinverbindlich erklärte Schiedsspruch ist also je nach Befinden eine Betriebsvereinbarung oder ein Tarifvertrag im Sinne der Verordnung vom 23. Dezember 1918. Die früher durch die Demobilmachungsbehörden ausgesprochenen Verbindlichkeitserklärungen hatten diese letztere Wirkung nicht. Es bestand daher immer noch die Möglichkeit, in den einzelnen Betrieben mit den Arbeitnehmern etwas anderes zu vereinbaren, als der für verbindlich erklärte Schiedsspruch für die Gesamtheit vorsah. Diese Vereinbarung ging dem Schiedsspruch vor. Nunmehr aber ist die im Schiedsspruch vorgesehene Regelung unabdingbar geworden. Entgegenstehende Vereinbarungen sind rechtlich belanglos, ja der Schiedsspruch kann unter Umständen sogar für allgemein verbindlich erklärt und damit auch auf am Verfahren nicht beteiligte Arbeitgeber oder Arbeitnehmer erstreckt werden. Irgendein rechtlicher Unterschied zwischen einem auf Grund einer Parteiverhandlung zustandegekommenen Tarifvertrag und einen solchen, der auf einem Schlichtungsverfahren beruht, besteht also nicht mehr. Es wurde bereits früher darauf hingewiesen, daß die Schaffung von Zwangstarifen ein unerträglich harter Eingriff in die Vertragsfreiheit sowohl der Arbeitgeber als auch der Arbeitnehmer ist. Deshalb soll ja auch die Verbindlichkeitserklärung davon abhängig sein, daß die Durchführung des Schiedsspruches zum Schutze des allgemeinen Wirtschaftslebens erforderlich ist. Die Verantwortung der Schlichter und vor allem auch der Landesbehörde, die die Schlichter zu benennen haben, ist daher ganz besonders groß. Um so mehr muß man sich wundern, daß die Besetzung dieser Stellen nicht, oder doch nur sehr beschränkt, im Einvernehmen mit den wirtschaftlichen Parteien, den Arbeitgebern und Arbeitnehmern, erfolgt ist, daß man sich nicht gescheut hat, vielfach Männer als Schlichter zu berufen die auf Grund ihrer beruflichen Vergangenheit als nicht neutral denkend angesprochen werden müssen und gegen deren Ernennung von vornherein von einer oder der anderen Partei der heftigste Widerspruch erhoben worden ist. Es darf daher auch an dieser Stelle der Hoffnung Ausdruck gegeben werden, daß die Verbindlichkeitserklärungen noch mehr wie bisher auf das alleräußerste eingeschränkt werden, ja am besten recht bald ganz verschwinden. Erfreulicherweise bricht sich im Arbeitgeber- — und vor allem auch im Arbeitnehmerlager immer mehr die Erkenntnis Bahn, daß aus dem Schlichtungswesen ein Schlichtungsunwesen geworden ist, und daß man in Zukunft wieder mehr darauf zukommen müsse, in gegenseitigem Einvernehmen ohne Zuhilfenahme behördlichen Apparates die wirtschaftlichen Probleme zu lösen.

Rechte der Berufsgenossenschaft gegen die Eisenbahn auf Schadensersatz wegen ihrer durch einen Unfall verursachten Leistungen.

(Reichsger. IV. 930/23.)

(Nachdruck verboten.) Eine Tiefbaufirma hatte zu beiden Seiten einer Eisenbahnlinie Kanalarbeiten auszuführen. Die Arbeitsstelle war so angelegt, daß die Arbeiter häufig den Bahndamm zu überschreiten hatten. So kam es, daß einmal ein Arbeiter von einem dort fahrenden Zuge erfaßt und getötet wurde. Die Berufsgenossenschaft mußte den Hinterbliebenen Sterbegeld und Renten zahlen, und sie strengte nun gegen die Eisenbahn die Klage auf Schadensersatz an.

Das Oberlandesgericht Stuttgart war der Ansicht, daß drei Ursachen für den Unfall in Frage kämen: die Betriebsgefahr der Eisenbahn, das eigene schuldhafte Verhalten des getöteten Arbeiters und das schuldhafte Verhalten der Tiefbaufirma, die die Arbeitsstelle in einer das Leben der Arbeiter gefährdenden Weise angelegt hätte. Die klagende Berufsgenossenschaft müsse sich einmal das Verschulden des Arbeiters, dann aber auch das Verschulden der Tiefbaufirma anrechnen lassen; letztere deshalb, weil sie zwar gemäß § 1542 der Reichsvers.-Ordnung die Ansprüche der Hinterbliebenen geltend mache, aber in ihrer Eigenschaft als Vertreterin des Unternehmertums. Auf diese Weise ergab sich eine Beschränkung der Haftung der Bahn auf ein Drittel des Schadens.

Auf die Revision der Berufsgenossenschaft hat das Reichsgericht dahin erkannt, daß eine Minderung der sich aus dem Haftpflichtgesetz in Verbindung mit § 1542 der Reichsversich.-Ordnung ergebenden Haftung der beklagten Berufsgenossenschaft nur insoweit eintreten könne, als das mitwirkende eigene Verschulden des Getöteten in Betracht kommt, das von der Vorinstanz in nicht zu beanstandender Weise mit einem Drittel angenommen worden ist. Als richtig müsse dagegen die Behauptung der Berufsgenossenschaft anerkannt werden, daß das Verschulden der Tiefbaufirma der Klägerin nicht entgegengehalten werden kann. Weder dadurch, daß die Arbeitgeberin des Getöteten Mitglied der Berufsgenossenschaft ist, noch dadurch, daß die Klägerin den Anspruch in ihrer Eigenschaft als Vertreterin des Unternehmertums erhoben hat, kann eine Kürzung des Klageanspruchs erfolgen. Denn es bestehen nach dieser Richtung keine Beziehungen zwischen der Tiefbaufirma und der Klägerin, vielmehr ist die Tiefbaufirma eine außerhalb der rechtlichen Beziehungen zwischen der Klägerin und der beklagten Eisenbahn stehende dritte Person, und ihr Verhalten kann deshalb diese Beziehungen nicht beeinflussen.

Es mag sein, daß die klagende Berufsgenossenschaft berechtigt gewesen wäre, auch gegenüber der Arbeitgeberin des Getöteten einen Ersatzanspruch gemäß § 903 der Reichsvers.-Ordnung zu erheben; deshalb ist sie aber nicht gehindert, den Anspruch im vollen Umfange gegen die Eisenbahn geltend zu machen. Ob allerdings die Beklagte bei der Tiefbaufirma einen Ausgleich finden kann, steht dahin. Aber auch wenn dies nicht der Fall ist, kann der Klägerin ihr Vorgehen gegen die Beklagte allein nicht zum Vorwurf gemacht werden, da sie gegenüber der Tiefbaufirma eine erheblich schwierigere Stellung gehabt hätte als gegenüber der beklagten Eisenbahn, indem sie der ersteren gegenüber gemäß § 903, Abs. 4 der Reichsvers.-Ordnung den Nachweis eines strafrechtlich verfolgbaren Tatbestands hätte führen müssen.

rd.

PATENTBERICHT.

Vorbemerkung.

Die erste Ziffer bezeichnet bei den bekanntgemachten Anmeldungen (A) die Klasse mit Angabe der Gruppe. Dann folgt das Aktenzeichen; bei allen Eingaben ist dieses Aktenzeichen an erster Stelle anzuführen.

Der weiter genannte Anmelder hat für den angegebenen Gegenstand an dem an letzter Stelle bezeichneten Tage die Erteilung eines Patents nachgesucht. Für den Gegenstand der Anmeldung treten mit der Bekanntmachung zugunsten des Patentsuchers einstweilen die gesetzlichen Wirkungen des Patents ein.

Innerhalb der Frist von zwei Monaten nach der Veröffentlichung, die am Tage nach der Bekanntmachung im Reichsanzeiger zu laufen beginnt und mit Ablauf des die gleiche Nummer wie der Tag der Veröffentlichung tragenden Tages im übernächsten Monat endigt, kann gegen die Erteilung des Patents Einspruch erhoben werden.

Gedruckte Patentschriften erscheinen erst nach Erteilung des Patents; sie können erst dann bestellt werden. Bestellungen sind an das Reichspatentamt, Berlin SW 61, zu richten. Sie müssen das Patent nach Nummer, Namen und Gegenstand angeben. Der Preis der einzelnen Patentschrift ist 2 M, beim Bezuge von mindestens 20 Stück einer Nummer oder bei Vorbestellungen auf einzelne Klassen, Unterklassen oder Gruppen je 1 M.

Bei den erteilten Patenten (B) ist ebenfalls zunächst Klasse und Gruppe angegeben; dann folgt die Nummer, unter der das Patent und Name und Adresse desjenigen, für den es in die Patentrolle eingetragen ist. Daran schließt sich die Bezeichnung des Patents an. Das beigefügte Datum gibt den Beginn der Dauer des Patents an. Den Schluß bildet das Aktenzeichen.

Sowohl bei den bekanntgemachten Anmeldungen (A) wie bei den erteilten Patenten (B) bedeutet die Angabe eines fremden Landes unter Hinzufügung eines Tages, daß für die Anmeldung die Priorität auf Grund einer Anmeldung in dem genannten Lande von dem betr. Tag in Anspruch genommen wird.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 13. Nov. 1924.

Kl. 5c, Gr. 4. Sch. 68 738. Schlesische Bergbau-Gesellschaft m. b. H., Beuthen O.-S. Eisenbetonstollenausbau. 10. X. 23.

Kl. 19 a, Gr. 28. F 52 618. Ferrodesherbeuse Scheuchzer S. A., Renens, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fahrbare Jätvorrichtung zur Beseitigung des Unkrauts neben dem Gleise. 28. IX. 22.

Kl. 19 a, Gr. 28. F 52 619. Ferrodesherbeuse Scheuchzer S. A., Renens, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fahrbare Jätvorrichtung für Bettungsböschungen und Bahndammbermen. 28. IX. 22.

Kl. 19 a, Gr. 28. G 60 695. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstraße 70. Einrichtung zum Befördern von räderlosen, nur an einer Schiene angreifenden Mitteldruck-Gleisrückmaschinen. 15. II. 24.

Kl. 20 i, Gr. 4. St 37 901. Franz Steinberg, Gelsenkirchen, Schwanenstraße 21. Hochklappbare Weiche für Grubenbetrieb. 22. IV. 24.

Kl. 37 e, Gr. 9. G 54 799. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2, u. August Hegeling, Eitorf a. d. Sieg. Schalungsgerüst mit beiderseits ausladenden Laufbahnträgern zur Herstellung von Wänden. 10. IX. 21.

Kl. 37 e, Gr. 10. A 32 579. Willem van Aalst, Mortsel b. Antwerpen; Vertr.: Dr. R. v. Rothenburg, Pat.-Anw., Darmstadt. Hängewerkartige Abstützung von Deckenschalungen bei Betondecken. 20. II. 18.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 20. Nov. 1924.

Kl. 5 d, Gr. 1. B 114 245. Rudolf Brüning, Hochemmerich, Kr. Mörs, Rhld. Aufhängung von Rohrleitungen in Bergwerken an Aufhängebolzen in Bohrlöchern an der Streckenfirste. 23. V. 24.

Kl. 19 d, Gr. 7. P 47 149. Polensky & Zöllner, Driesen, N.-M. Vorrichtung zum Ein- und Ausbau von Gleisbrücken. 26. XI. 23.

Kl. 20 i, Gr. 35. R 61 834. James Bernard Regan, New York, V. St. A.; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Sicherung für Züge und andere auf Schienen laufende Fahrzeuge. 18. VIII. 24.

Kl. 20 k, Gr. 7. E 30 432. Embru-Werke Akt.-Ges., Rüti, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Keunecke, Pat.-Anw., Barmen. Verfahren zur Herstellung von Schienenstoßverbindern für elektrische Bahnen; Zus. z. Anm. E 29 956. 6. III. 24.

Kl. 37 b, Gr. 2. F 55 595. Farbwerke Meister Lucius & Brüning, Höchst a. M. Zur Ausmauerung kugelförmiger Gewölbe dienende Steinplatte. 28. II. 24.

Kl. 80 a, Gr. 46. Z 12 240. Alexander Zuberbühler u. Ernst Meury, Bienne, Schweiz; Vertr.: A. Pieper, Pat.-Anw., Essen, Ruhr. Maschine zum Formen von Bausteinen aus Zement, Beton u. dgl. 30. III. 21. Schweiz 11. XII. 18.

Kl. 80 b, Gr. 3. R 60 272. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H., Oskar Tetens, Örlinghausen. Verfahren zur Herstellung von zementartigen Mörtelbildnern; Zus. z. Anm. R 56 833. 8. II. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. S. 53 478. Alfred Sommer, Berlin, Lehrter Str. 33. Verfahren zur Herstellung von wasserdichtem Zement. 22. VI. 22.

Kl. 80 b, Gr. 3. V 18 066. Dr. Wilhelm Vershofen, Bamberg, Karolinenplatz 2. Verfahren zur Herstellung von Portlandzement. 15. I. 23.

Kl. 84 b, Gr. 1. O 13 890. Georg Ollert, Neukölln, Westerstr. 85. Schiffshebewerk. 5. X. 23.

Kl. 84 d, Gr. 5. I 24 410. Josef Imhäuser, Wiesbaden, Westendstr. 23. Versetzbarer Trichter zur Aufnahme von Baggergut u. dgl. 5. XII. 22.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 27. Nov. 1924.

Kl. 19 a, Gr. 31. A 41 524. Ackermann & Schmitt, Cannstatt. Schienenschleifvorrichtung. 9. II. 24.

Kl. 20 i, Gr. 3. S 63 863. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Eisenbahnlichtsignal. 19. IX. 23.

Kl. 20 i, Gr. 3. S 64 342. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Eisenbahnsignalanlage mit Blinklicht. 15. XI. 23.

Kl. 20 i, Gr. 39. H 98 659. Hasler A.-G. vorm. Telegraphen-Werkstätte von G. Hasler, Bern, Schweiz; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Warnsignalvorrichtung. 26. IX. 24. Schweiz 1. X. 23.

Kl. 65 a, Gr. 53. M 83 553. Arth. H. Müller, Blankenese. Anlage zum Schleppen von Schiffen; Zus. z. Anm. M 81 217. 16. I. 24.

Kl. 65 a, Gr. 53. M 83 805. Arthur H. Müller, Blankenese. Anlage zum Schleppen von Schiffen; Zus. z. Anm. M 81 217. 9. II. 24.

Kl. 80 a, Gr. 1. K 79 521. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Maschine mit einem Schneidwerkzeug zum Zerlegen von abzubauenden Bodenschichten. 17. X. 21.

Kl. 80 b, Gr. 22. P 48 062. G. Polysius Eisengießerei u. Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Steinen aus Schlacken beliebiger Art; Zus. z. Anm. P 47 984. 9. V. 24.

Kl. 81 e, Gr. 32. B 115 655. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Einrichtung zum Anschütten von Halden. 15. IX. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. F 54 794. O. Frühling, Kommandit-Gesellschaft auf Aktien, Braunschweig. Kläranlage für Flüssigkeiten mit Sinkstoffen verschiedener Korngrößen mit einer mechanischen Zerkleinerungsvorrichtung für die grobkörnigen Bestandteile. 2. X. 23.

Kl. 85 c, Gr. 6. I 24 596. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Franz Fries u. Heinrich Blunk, Essen, Zweigertstr. 57. Kläranlage für Abwässer mit Faulraum und Gasfänger am Faulraum. 28. III. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. P 45 992. Max Prüß, Essen, Semperstr. 6. Kläranlage mit trichterförmigen Bodenvertiefungen. 31. III. 23

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 13. Nov. 1924.

Kl. 19 a, Gr. 2. 406 330. Max Rüping, München, Bayerstr. 47. Einschlagdübel für Eisenbahnschwellen. 2. X. 20. R. 51 240.

Kl. 19 c, Gr. 2. 406 258. Gérard de Ridder, Antwerpen; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Pflasterung aus Platten. 3. VIII. 20. R 50 809.

Kl. 19f, Gr. 5. 406 455. Carl Schmitt, Ösede b. Osnabrück. Tunnellüftung. 30. VIII. 22. Sch 65 779.

Kl. 20 k, Gr. 7. 406 456. Heinrich Bomke, Dortmund, Flurstr. Stromschienenverbindung mit seitlich an den Gleitbahnen der Stromschienen angeordneten, dem Schienenkopf angepaßten Überbrückungslaschen. 25. III. 24. B. 113 452.

Kl. 37 e, Gr. 10. 406 464. George Washington Meyer, Clifton, u. Charles August Roos, Mount Auburn, Cincinnati, V. St. A.; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verstellbare Stütze, insbesondere für Bauzwecke. 20. IV. 22. M 77 449.

Kl. 37 e, Gr. 11. 406 465. Hugo Burger, Leipzig-Gohlis, Hallische Str. 159. Zwängschienen für Säulenschalungen. 20. III. 23. B. 108 860.

Kl. 80 b, Gr. 1. 406 393. Georg Fredl, Harburg, Schwaben. Ausbildung des Verfahrens zur Aufschließung von Traß durch Ätzkalk; Zus. z. Pat. 376 615. 13. V. 24. F 56 164.

Kl. 80 b, Gr. 9. 406 302. Hermann Schlißke, Munster-Lager, Bez. Hannover. Verfahren zur Herstellung von leichten Torfbauplatten. 26. VI. 23. Sch 68 058.

Kl. 80 b, Gr. 9. 406 446. Paul Anft, Thal-Itter, Bez. Cassel. Verfahren zur Herstellung einer Kunststeinmasse. 27. VII. 23. A 40 413.

Kl. 80 b, Gr. 21. 406 394. Dimitrie Somnea, Oradia Mare, u. George Somnea, Braila, Rumän.; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Platten als Schieferersatz. 4. IV. 24. S 65 635. Rumänien 2. I. 24.

Kl. 80 b, Gr. 22. 406 242. Deutsche Asbest-Gesellschaft G. m. b. H., Duisburg. Verfahren zur Herstellung einer Isolierung aus Schlackenwolle. 27. IV. 24. D 45 397.

Kl. 84 a, Gr. 3. 406 291. Friedr. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Zylinderschütz mit innerer Führungsstange. 2. X. 23. K. 87 307.

Kl. 84 b, Gr. 1. 406 487. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Schleusung bei doppelten Schachtschleusen mit Sparbecken. 11. II. 22. F 52 650.

Kl. 84 b, Gr. 1. 406 488. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Wasserauslaß für Kammerschleusen und ähnliche Bauwerke. 11. VIII. 22. P 44 761.

Kl. 84 b, Gr. 1. 406 489. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. Baggergleis- und fördergleisloser Baggerbetrieb; Zus. z. Pat. 406 753. 17. IV. 24. G 61 200.

Kl. 85 d, Gr. 8. 406 329. Jules Vautier, Noisy-Se-Grand, Seine-et-Oise, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Tenenbaum u. Dr. H. Heimann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Aufhängung von oben geschlossenen, unten offenen Einsätzen zur Verhütung des Berstens von Flüssigkeitsbehältern mit freiem Flüssigkeitsspiegel. 17. V. 22. V 17 447.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 20. Dez. 1924.

Kl. 20 g, Gr. 1. 405 520. Linzen & Schmitz, Unna i. W. Kranzplatte für Feldbahngleise. 24. I. 24. L 59 325.

Kl. 20 g, Gr. 1. 406 629. Christoph & Unmack A.-G., Niesky, O.-L. Königstuhl mit Kugellager für Drehscheiben. 25. IV. 24. C 34 768.

Kl. 20 i, Gr. 4. 406 680. Dr.-Ing. Rudolf Vogel, Butzbach, Hessen. Aus einem geraden und einem krummen Strang gebildetes Herzstück. 1. IV. 24. V 19 066.

Kl. 20 i, Gr. 9. 406 491. Franz Rudolph, Essen, Ruhr, Bentheimer Str. 11. Weichenstell- und Steuervorrichtung für abzweigende Strecken von elektrisch betriebenen Bahnen, insbesondere Elektrohängebahnen. 10. XI. 22. R 57 593.

Kl. 35 a, Gr. 9. 406 543. Heinrich Rohde, Unser-Fritz b. Wanne. Vorrichtung zur nachgiebigen Stützung der Leitbäume in Schächten gegen das Gebirge. 7. IV. 23. R 58 278.

Kl. 37 f, Gr. 5. 406 560. Jakob Hof, Frankfurt a. M., Windmühlstr. 9. Rundbau aus Formsteinen mit Ausschnitten in den Stoßflächen. 17. III. 23. H. 91 085.

Kl. 65 a, Gr. 53. 406 601. Miroslav Miloikovic, Klenovnik, Jugoslavien; Vertr.: Dr.-Ing. E. Boas, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Schleppen von Schiffen. 31. VIII. 23. M 82 387.

Kl. 81 e, Gr. 31. 406 653. ATG Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Raumbeweglich auf ihren Unterwagen gelagerte Verladebrücke. 3. VI. 24. A 42 364

Kl. 81 e, Gr. 31. 406 654. ATG Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Stützwerkanordnung a Verladebrücken. 3. VI. 24. A 42 378.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 27. Nov. 1924.

Kl. 19 a, Gr. 10. 406 736. Emil Leloup, Seraing les Liège, Belgien Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schwellenschraube mit Gewindeaufsatz. 1. VIII. 22. L 56 15 Belgien 10. IX. 21 u. 19. VII. 22.

Kl. 19 a, Gr. 24. 406 917. Wilhelm Möntmann, Langendreer. Flacheisenschwelle für Kleinbahnen. 3. VII. 21. M 74 336.

Kl. 20g, Gr. 3. 406 780. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Laufräderanordnung bei Drehscheiben und Schiebebühnen 22. VI. 24. V 19 276.

Kl. 20 i, Gr. 11. 406 871. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin Sicherheitsschaltung für elektromagnetische Fernsteuerung 29. VI. 24. O 14 336.

Kl. 20 i, Gr. 38. 406 918. The Westinghouse Brake & Saxby Signa Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schienensignalapparat fü Eisenbahnen. 16. XII. 23. W 65 069. V. St. Amerika 8. I. 23.

Kl. 37 b, Gr. 5. 406 792. Georg Spielmann, Brüel, Mecklbg. Dübe zur Verbindung von Hölzern. 11. X. 21. S 57 789.

Kl. 80 b, Gr. 1. 406 911. Alfred Sommer, Berlin, Lehrter Str. 3 Verfahren zur Herstellung von Mörteldichtungsmitteln 22. V. 20. S 53 116.

Kl. 81 e, Gr. 31. 406 810. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verfahren zum Abbau vo Deckgebirgen im Tagebau von Braunkohlen o. dgl. mitte Abraumförderbrücke. 26. X. 23. A 40 906.

Kl. 84 a, Gr. 6. 406 953. Paul Alexandre Joseph Minard, Mercus Garrabet, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berli SW 61. Verfahren zum Entfernen der Blätter aus Werkkanälen. 22. III. 23. M 80 937.

Kl. 84 c, Gr. 4. 406 954. Louis Grasset, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zum Ausziehen von Pfählen, Röhren und ähnlichen Gegenstände aus dem Boden. 6. XII. 22. G 58 036.

Kl. 84 d, Gr. 2. 406 764. Bucyrus Company, South Milwauke Wisc., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. H. Wertheimer, Patent.-Anwälte, Berlin SW 11. Löffelbagge 24. III. 22. B 104 113. V. St. Amerika 24. III. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. 406 765. Georg Breitenbach, Altona, Elbe, Allee 7 Baggerlöffelbodenklappe, die mit der Kolbenstange eine Bremszylinders verbunden ist. 20. XI. 23. B 111 866.

Kl. 84 d, Gr. 2. 406 766. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruh Löffelbagger. 6. VI. 23. K 86 142.

Kl. 84 d, Gr. 2. 406 956. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaf Lübeck. Vorrichtung zur selbsttätigen Aufrechterhaltun der Kettenspannung bei Verstellung von Baggereimerleitern. 17. XI. 23. L 58 968.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Ingenieur-Kalender 1925. Für Maschinen- und Hütten-Ingenieure. Herausgegeben von Prof. P. Gerlach, unter Mitwirkung von Dipl.-Ing. Erbreich, Prof. Dipl.-Ing. Coenen, Prof. Dr.-Ing. Schimpke, Prof. Dr.-Ing. Unold und Prof. Dipl.-Ing. Zietemann. Zwei Teile. Siebenundvierzigster Jahrgang. 1. Teil (geb.) (286 S.), 2. Teil (brosch.) (368 S.). Verlag von Julius Springer, Berlin 1924. Preis 3,60 GM.

Schon der Umstand, daß der Kalender in der 47. Auflage vorliegt, spricht für ihn und läßt eine glänzende Einführung in den Fachkreisen, an die er sich wendet, erkennen. Die Vervollständigungen im Vergleich mit dem Vorjahre beziehen sich auf die Arbeiten des Normenausschusses der Deutschen Industrie und auf die Neubearbeitung des Abschnittes Wasserwerksbau (durch Prof. Dr.-Ing. Schimpke). Auch die neue Auflage sei bestens empfohlen. M. F.

Empfehlenswerte technische Bücher. Katalog der im Verlag Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24 erschienenen neueren technischen Bücher und Zeitschriften.

Unter dieser Überschrift überreicht die Sortimentsabteilung von Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24, der Fachwelt ein umfangreiches Heft, in dem sie alle ihre Neuerscheinungen zusammenstellt. Gegliedert ist das Heftchen in: Grundlegende Wissenschaften, Maschinenbau, Elektrotechnik, Automobile und Luftfahrt, Schiffbau und Schiffahrt, Eisenbahn und Verkehrswesen, Bauwissenschaft und Architektur (hierin das Bauingenieurwesen eingeschlossen), Materialkunde und Materialprüfung, Bergbau, Hüttenkunde, mechanische und chemische Technologie usw.

Die Abteilung „Bauwissenschaft" umfaßt allein 10 Seiten Umfang und dürfte den Fachgenossen sehr willkommen sein.

Zudem wird darauf hingewiesen, daß die vorgenannte Sortiments Buchhandlung nicht nur den Versand der Werke des Springersche Verlags bewirkt, sondern dank ihrer Beziehungen im In- und Ausland in der Lage ist, ganz allgemein Bücher und Zeitschriften deutsche und fremdsprachlicher Art zu liefern, wie auch im Handel vergriffen Werke zu beschaffen. M. F.

Gewerbekunde der Holzbearbeitung für Schule un Praxis. Bd. II. Die Werkzeuge und Maschinen der Holzbearbeitung. Von Jos. Großmann. Zweite neubearb. u. verm. Auf mit 358 Textabb. Verlag B. G. Teubner, Leipzig 1924. Prei kart. 5 GM.

Die erste Auflage erschien kurz vor Kriegsbeginn. Die zweit hatte demgemäß den veränderten, schwierigen Gewerbeverhältnisse des Holzbaues, namentlich auch der der Holz bearbeitenden und ve wendenden Handwerker gerecht zu werden. Aus langjähriger pral tischer und Schulerfahrung heraus geschrieben, wendet sich das Buc unmittelbar an die Praxis, da es in dem hier in Frage kommende Kreise nicht selten an den erforderlichen wissenschaftlichen Kenn nissen, namentlich der physikalischen Gesetze mangelt, und dene in gleicher Weise technologische Erfahrungen von besonderem Nutze sind. In diesem Sinne behandelt das Buch die Werkzeuge und d Maschinen der Holzbearbeitung und die Arbeitsvorgänge, Biegen un Pressen mit ihren notwendigen Hilfsmitteln. Im Anhange ist ein mustergültige Anlage und Einrichtung einer Schreinerwerkstätte m Maschinenbetrieb vorgeführt. Die im Text wiedergegebenen Al bildungen sind außerordentlich klar, einfach und geben nur das Grunc sätzliche der Anordnung. Im Teil „Maschinen" ist auch ein Abschni

über Kraftmaschinen (Wasser-, Dampf-, Verbrennungsmaschinen, Elektromotoren) und Zwischenmaschinen (Wellen, Kupplungen, Zahnräder, Riemenantrieb usw.) eingefügt. Einem jeden, der sich über die Holzbearbeitung, namentlich im gewerblichen Sinne, unterrichten will, bringt das Buch alles Wissenswerte in vorbildlicher Form. M. F.

Normschrift. Lehr- und Übungsheft, herausgegeben von Prof. Dr. R. Schubert, Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin. Preis 0,40 M.

Die hier als Normschrift für technische Arbeiten vorgeführte Schrift ist um 75° gegen die Wagrechte geneigt, die Höhe der kleinen Buchstaben beträgt $^2/_3$ der großen, die Schriftstärke beträgt $^1/_8$ der Schrifthöhe. Als Zeilenabstand gilt das 1,4-fache der Höhe der großen Buchstaben. Für den Abstand der Buchstaben soll maßgebend sein, daß der zwischen ihnen sich bildende Flächenraum gleichmäßig wird. M. F.

Zur Berechnung des beiderseits eingemauerten Trägers unter besonderer Berücksichtigung der Längskraft. Von Dr.-Ing. Fukuhei Takabeya, japanischer a. o. Professor. Mit 28 Textabbildungen u. 2 Formeltafeln (56 S.). Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis 3 GM.

Der Verfasser behandelt den einfachen Träger mit einer Einzellast in Trägermitte und gleichförmig verteilter Belastung, ohne die elastischen Durchbiegungen zu vernachlässigen. Die Randbedingungen des Spannungszustandes werden in allgemeiner Form vorgesehen, um die Untersuchung damit auf alle möglichen Stützungsarten auszudehnen. Der Zweck der Abhandlung ist, den Einfluß der exakten Berechnung auf den Spannungszustand und die Formänderungen bei verschiedener Stützung festzustellen. Die Grundlage bildet die um das Glied X y erweiterte Gleichung der Biegelinie, in dem X die Längskraft des Stabes, herrührend von der Stützung, darstellt. Die Integration der Differentialgleichung liefert die Ausbiegung und hieraus Querkraft und Moment. Die Verschiebung und Verdrehung des Stützenquerschnittes werden mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verrückungen abgeleitet und aus den hieraus gewonnenen Ergebnissen zunächst die Untersuchung des einfachen Trägers für diejenigen Stützungsarten durchgeführt, bei denen die Längskraft null wird. Anschließend wird der eingespannte Träger behandelt und eine Untersuchung über den Einfluß elastischer Einspannung und einer elastischen Verschiebung der Stützpunkte angeschlossen.

Die Abhandlung ist mit viel Verständnis für die Problemstellung unter Beiziehung eines für die üblichen Aufgaben der Baustatik ungewöhnlichen, in diesem Falle aber unvermeidlichen mathematischen Aufwandes geschrieben. Es zeugt von ernster wissenschaftlicher Auffassung, wenn Untersuchungen, denen von vornherein kaum besondere Bedeutung beizumessen ist, quantitativ erledigt und kritisch beurteilt werden. Die Behandlung kann nach Form und Inhalt als gut gelungen bezeichnet werden, sie verdient die Beachtung der Fachgenossen. B.

Drang und Zwang. Eine höhere Festigkeitslehre für Ingenieure von Dr. Dr.-Ing. Aug. Föppl und Dr. Ludwig Föppl, erster Band, zweite Auflage. München und Berlin 1924. Verlag von R. Oldenbourg.

Es ist für den in der deutschen technischen Welt herrschenden Geist ein erfreuliches Zeichen, wenn ein Werk wie das vorliegende in der kurzen Spanne von vier Jahren eine zweite Auflage erlebt. Man kann daraus erkennen, wie groß das Bedürfnis unter den Fachkollegen ist, die Erkenntnis über die Festigkeitseigenschaften und die im Bau und Werkstoff sich abspielenden elastischen Vorgänge zu vertiefen und damit die feste Grundlage für seine restlose Ausnutzung und zweckmäßige Konstruktion und Verarbeitung zu gewinnen. Die Bedürfnisse des wissenschaftlich denkenden und vorwärts strebenden Ingenieurs sind über die Lehren der elementaren Festigkeitslehre und Baustatik hinausgewachsen und nur zu oft wird schmerzlich empfunden, wie wenig die einschränkenden Annahmen erfüllt sind, die ihre Anwendung begründet. Darum ist das Werk der beiden hervorragenden Münchener Verfasser für viele die Quelle reicher Belehrung geworden, da die deutsche technische Literatur über kein Werk verfügt, das eine leicht verständliche Darstellung der mathematischen Elastizitätstheorie und seiner Anwendung gibt und über die hierauf aufgebauten neuesten Untersuchungen vom Drang und Zwang, über Spannung und Anstrengung des Werkstoffes unterrichtet. Es ist die Sprache des Ingenieurs, die das Buch dem Leser vertraut macht und ihn gewinnt und gerade darum als bedeutungsvolle Bereicherung der technischen Literatur bezeichnet werden muß. Jeder Ingenieur, der die zu Tode gehetzten Bearbeitungen von Aufgaben der Baustatik einzuschätzen versteht, wird das Föpplsche Werk mit Freuden begrüßen.

Der erste Band enthält die allgemeinen Grundlagen des Spannungs- und Formänderungszustandes des Körpers und gibt eine vollständige Darstellung der die Formänderungsarbeit behandelnden Sätze. Damit sind die Grundlagen für das wichtigste Anwendungsgebiet der Elastizitätstheorie im Bauingenieurwesen geschaffen, das die inneren Kräfte und die Formänderungen der Platten und Scheiben behandelt. Der Leser findet hier eine ausführliche Darstellung der Plattenberechnung, die für die gegenwärtige Entwicklung des Eisenbetonbaues so große Bedeutung besitzt. Die Verfasser begnügen sich nicht mit der Wiedergabe der strengen Theorie und ihrer Anwendungen, sondern sie geben außerdem eine ausgezeichnete Darstellung der Näherungslösungen, die durch die Arbeiten von Lorenz, Nádai, Henky, Lewe und Markus gefördert worden sind und bieten damit auch die Grundlagen für die Berechnung der Pilzdecken. Die Untersuchungen sind in jedem Falle durch Zahlenrechnungen ergänzt, die die Größe und den Wert der Annäherung zum Ausdruck bringen. Auch die Berechnung der Scheiben, deren Grundlage die Airysche Spannungsfunktion ist, wird durch zahlreiche Anwendungen aus dem Arbeitsgebiet des Bauingenieurs erläutert. Als Beispiele seien die Untersuchungen über den Spannungszustand in durchlochten oder eingekerbten Stäben und in Walzen, ferner Untersuchungen über Spannungen im Stabeck und über das plastische Gleichgewicht beim ebenen Spannungszustand angeführt.

Die Darstellung der schwierigen theoretischen Zusammenhänge ist in ihrer klaren einfachen Sprache meisterhaft. Der Schwerpunkt liegt nicht, wie das bei ähnlichen Veröffentlichungen oft der Fall ist, in dem mathematischen Problem der Aufgabe, ist vielmehr, wie der Ingenieur dies erwartet, seinem mechanischen Inhalt zugewiesen. Daß selbstverständlich jeder, der nach Vertiefung seiner theoretischen Kenntnisse strebt, das mathematische Handwerkszeug nicht verachten darf, ist selbstverständlich. Möge das Föpplsche Werk seine Mission erfüllen, die Ergebnisse dieses wichtigen Teilgebietes der technischen Physik den Fachkollegen nahezubringen. Der Nutzen wird für das deutsche Bauwesen nicht ausbleiben. Beyer.

Der Erdbau I. Teil. Umfassend: Entwicklung des Erdbaues, Erdarbeiten und Felsgesteine; Geologische Karten und Bodenuntersuchung; örtliche und häusliche Vorarbeiten; Bodenmassen und Förderweiten; Art der Bauausführung und Verdingung der Erdarbeiten; unmittelbare Bauvorbereitungen; Anhang. Für die Schule und den praktischen Gebrauch bearbeitet von Georg Schewior, Univ.-Professor, Vermessungsrat und Kulturingenieur. Mit 432 Textabbildungen, 10 Tafeln und 7 Tabellen. Leipzig 1925. Verlag von Bernh. Friedr. Voigt. Brosch. 12.—, geb. 14.— M.

Das Gesamtwerk „Der Erdbau" dürfte wohl, nach dem erschienenen I. Teil zu urteilen, ein Handbuch werden, das dieses Fachgebiet am eingehendsten behandelt. Aus dem reichen oben angegebenen Inhalt sei besonders hervorgehoben, daß der Verfasser die bisher stark vernachlässigte „Kotierte Projektion", die z. B. mittels der Böschungsmaßstäbe die zeichnerische Darstellung der Erdwerke sehr erleichtert, eingehend für derartige Aufgaben behandelt. Große Gründlichkeit zeigen die Ausführungen über die Erdmassenermittlung. Hier werden Formeln und zeichnerische Verfahren für die Inhaltsbestimmung der am meisten vorkommenden Querschnitte und Erdkörper abgeleitet. Eingehend wird im Anschluß hieran die Massenverteilung mittels Massengleiche und Massenplan beschrieben. Auf eine kleine Unstimmigkeit in diesen Ausführungen möge kurz hingewiesen werden. Auf Seite 244 (oben) wird als 3. Eigenschaft der Massengleiche angegeben: „Die von der Massengleiche und der Massenlinie eingeschlossene Fläche ist die „Förderarbeit", d. h. der Betrag: Bodenmenge × Weg für die hier zu befördernde Bodenmasse." Nun ist aber Arbeit = Weg × Kraft in Richtung des Weges gemessen. Ferner wird nach Seite 222 (unten) und Tafel VIII zu urteilen „Förderarbeit" und „Fördermoment" für denselben Begriff gesetzt. Von großem Wert für die Praxis dürfte weiterhin der Anhang sein, in dem Muster für Vergebungsarten, Vertragsbedingungen usw. enthalten sind.

Das vom Verlage vorzüglich ausgestattete Werk dürfte wegen seines reichhaltigen Inhaltes für die Fachkreise ein wertvoller Berater sein und kann daher warm empfohlen werden.

W. Müller-Dresden.

Grundriß der Physik. Von Dr. Karl Hahn. 2. Aufl. Leipzig, B. G. Teubner, 1924. 300 Seiten. Preis geb. 5 M.

Der vorliegende Grundriß der Physik ist als Hilfsbuch für den Unterricht in den Oberklassen höherer Lehranstalten bestimmt und gibt als solches in knapper Form einen guten Überblick über die wichtigsten physikalischen Erscheinungen und einen Einblick in ihre inneren Zusammenhänge. In einem besonderen Schlußkapitel sind die markantesten Einzelheiten des modernen physikalischen Weltbildes zusammengestellt, so daß dem Leser Gelegenheit gegeben ist, sich auch über die heutigen Auffassungen zu unterrichten, soweit dies innerhalb des Rahmens des Buches möglich ist. Als Leitfaden für technische Mittelschulen dürfte dieser Grundriß der Physik nur dann in Frage kommen, wenn man dabei von der Forderung nach Anwendungsbeispielen aus technischen Sondergebieten absehen kann. In jedem Fall ist er durch seine prägnante Darstellung geeignet, schnell zu orientieren, falls es sich nicht gerade um ins Einzelne gehende Fragen handelt. Gegenüber der ersten Auflage sind nur unbedeutende Änderungen vorgenommen worden. Js.

Vektoranalysis. Von Dr. L. Peters. Leipzig, B. G. Teubner, 1924 (Math.-phys. Bibliothek Bd. 57). 38 Seiten. Preis 0,80 M.

Der Verfasser hat sein möglichstes getan, um in einem Heftchen von so geringem Umfang das Wesentlichste der Rechnung mit Vektoren zur Darstellung zu bringen. Für eine erfolgreiche Benutzung muß beim Leser allerdings die Kenntnis der hauptsächlichsten anderen mathematischen Operationen einschließlich der Differential- und Integralrechnung vorausgesetzt werden. Js.

Bautechnisches Taschenbuch. Begründet von O. Keller. III. Aufl. Herausgegeben von Prof. Carl Opitz. Verlag Leipzig, H. A. L. Degener, 1924.

Die vorliegende 3. Auflage ist eine vollkommene Umarbeitung des früheren Taschenbuches. Da es auf 334 Seiten das Wissenswerteste aus dem Gebiete des Hochbaues einschl. seiner grundlegenden Wissenschaften bringen soll, ist neben ihm nur das Wichtigste in gedrängter Form gegeben. Das schließt aber im allgemeinen nicht eine gute Zusammenfassung und für den gewünschten Zweck ausreichende Bearbeitung aus. Wünschenswert ist allerdings, und auch für den Kreis, an den sich das Taschenbuch wendet — nämlich die Baugewerksmeister — sehr notwendig ein Ausbau der Abschnitte über den Eisenbau und namentlich den Eisenbetonbau, ebenso der Baustoffkunde. Hier sind beispielsweise Eisenportland- und Hochofenzemente überhaupt nicht erwähnt. Die Hauptabschnitte sind: Mathematik, Feldmessen, Chemie und Baustoffkunde, allgemeine Baukunde, Baukonstruktion, Ausbau, Geschäftsführung, Gesetzeskunde, Festigkeitslehre und Statik und endlich Tabellen mathematischer und statischer Art. M. F.

Vergleichende Architektürgeschichte. Von O. Höver. Mit 194 Abb. in Kupfertiefdruck auf 96 Tafeln. Allgemeine Verlagsanstalt München.

Wieder eine von den neuerdings recht häufig auftauchenden Kunstbetrachtungen, die es unter ihrer Würde halten, ihre Gedankengänge so vorzutragen, daß der gebildete Nichtfachmann oder gar der Mann bescheidener Schulbildung sie verstehen kann, also Wissenschaft für den Wissenschaftler unter Ausschluß der breiteren Öffentlichkeit. Dazu jenes den Leser verblüffende Fangballspielen mit verwegenen Vergleichen, unerwarteten Gegenüberstellungen und kühn zusammengeballten Begriffen, wie sie seit Spengler Mode geworden und die doch mehr dichterisch als wissenschaftlich zu bewerten sind. Es mag wohl nicht anders gehen, als daß man zur Ausführung solch hohen Geistesfluges ein eigenes „terminologisches Rüstzeug" schafft, dessen zumeist aus schwerfälligen Fremdwörtern bestehender Wortschatz dem Laien ein Buch mit sieben Siegeln und ein Ärgernis obendrein ist. Daß aber außerdem der Vortrag mit anderen leicht entbehrlichen Alltags-Fremdwörtern förmlich gespickt ist, scheint doch wirklich nicht notwendig. Soweit der Leser ein reinliches Sprachgefühl besitzt, fühlt er sich von diesem Kauderwelsch abgestoßen, das um so schmerzlicher berührt, als der Verfasser mit manchem wohl getroffenen deutschen Ausdruck den geschickten Wortpräger und Sprachgestalter erkennen läßt. Möge er sich doch Eduard Engels prachtvolle „Deutsche Stilkunst" vornehmen und dort (Seite 214 und folgende der 22. bis 24. Auflage) über Minderwertigkeit und Vergänglichkeit der Fremdwörter nachlesen: „Kein fremdwörtelndes Buch überlebt seinen Verfasser nur um ein Menschengeschlecht, nicht das wissenschaftlich wertvollste, nicht das geistreichste, nicht das sittlich schönste." Und ein solches Schicksal wünscht der Verfasser seinem Buche doch gewiß nicht.

Berichtigung zum Zeitschriftenverzeichnis.

In dem von uns in Heft 1 gegebenen Verzeichnis der für die Literaturschau benutzten Zeitschriften ist als Verlag für das „Zentralblatt der Bauverwaltung" versehentlich die Firma Ernst & Sohn in Berlin genannt. Das „Zentralblatt der Bauverwaltung" erscheint bei Guido Hackebeil A.-G., Berlin SW 68, Lindenstraße 26.

ÜBER DIE BIEGUNG EINER SEHR LANGEN EISENBETONPLATTE.

Von Prof. Dr.-Ing. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).

Nachträglich erhielten wir zu diesem Aufsatz die nachfolgenden Ausführungen zu Seite 49:

Die amtlichen Eisenbetonbestimmungen, sowie andere praktische Verfahren zur statischen Berechnung der Rippenplatten, verstehen eigentlich unter der mitwirkenden Plattenbreite etwas ganz anderes. Sie suchen nämlich der üblichen Festigkeitsberechnung einer Rippenplatte nach dem einfachen Balkenschema den erforderlichen Sicherheitsgrad dadurch zu verleihen, daß gewisse obere Grenzen für die als Druckgurt zu betrachtenden Plattenteile vorgeschrieben werden. Die mitwirkende Plattenbreite in diesem Sinne möge die reduzierte Plattenbreite ($2c' + g$) (oder die praktische mitwirkende Plattenbreite) benannt werden. Dagegen soll die in vorliegender Arbeit betrachtete Größe c bzw. ($2c + g$) die theoretische mitwirkende Plattenbreite heißen. Es können übrigens beide Größen c und c′ sowohl auf theoretischem wie auch auf experimentellem Wege ermittelt werden.

Die Unterscheidung von beiden Arten der Plattenmitwirkung ist von hoher Wichtigkeit, da c′ bei nicht zu kleinen Rippenabständen a meistens viel größer als c sich zeigen muß. Zur Bestimmung von c ist ein ebenes Problem der Elastizitätstheorie zu lösen, während c′ durch eine Lösung der entsprechenden Plattenaufgabe gefunden werden kann.

Der vorliegende Teil der umfangreichen theoretischen Studien des Verfassers, welche im Jahre 1918 vorläufig abgeschlossen worden sind, behandelt bloß die letztere Aufgabe. In weiteren Teilen soll gezeigt werden, daß c im Falle einer sehr langen Platte mit einer einzigen Querrippe unabhängig von der Plattenbiegungssteifigkeit bzw. Plattendicke h ist, während c′ bei gegebener Rippensteifigkeit mit h ziemlich stark wächst. Für c wird in gewissen einfachen Belastungsfällen $c = 0{,}159\,b$ gefunden; dagegen kann c′ im Falle verschwindender Rippensteifigkeit den vierfachen Wert von c erreichen ($c' = 0{,}637\,b$). Ähnliche Verhältnisse zeigen sich im allgemeineren Falle zahlreicher Rippen in gleichen Abständen a.

Die inzwischen erschienene hochinteressante Arbeit des Herrn Prof. D. v. Kármán unter dem Titel „Die mittragende Breite" (A. Föppl's Festschrift, 1924, S. 114) behandelt die theoretische Bestimmung von c (dort mit d bezeichnet). Dieses geschieht zwar im Zusammenhange mit der zweiten Aufgabe, jedoch in umgekehrter Reihenfolge wie in der noch nicht vollständig veröffentlichten Behandlungsweise des Verfassers. Die v. Kármán'sche Abhandlung liefert einen wichtigen Beitrag zur Kenntnis des wahren Wertes der theoretischen mitwirkenden Plattenbreite c, ohne die Frage nach der praktisch sehr wichtigen Größe der reduzierten Plattenbreite c′ näher zu berühren.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Am 19. Dezember v. J. hielt Herr Oberbaudirektor Dantscher, Professor an der Techn. Hochschule in München, einen Vortrag über „Schiffahrt und Wasserkraftausnutzung". Der Vortragende ging von der Tatsache aus, daß der Krieg und die Nachkriegszeit zwei Gebiete der Wasserwirtschaft, nämlich die Wasserkraftausnutzung und die Schiffahrt neu belebt hat. Aus der gemeinsamen Pflege dieser beiden ist der Gedanke der „Kraft-Wasserstraße" entstanden, d. i. die konsequente Vereinigung von Wasserkraftausnutzung und Schiffahrt an demselben Wasserlauf oder an demselben Kanal. Der Redner stellte es sich als Aufgabe zu untersuchen, ob diese Vereinigung möglich oder nur bedingt möglich ist, welche Probleme sie aufwirft und wie weit diese mit den heutigen Mitteln der Technik gelöst werden können. Die Kontroverse: Wasserkraft-Schiffahrt ist uralt, aber es ist notwendig, die moderne Wasserkraft und die moderne Schiffahrt für die Erörterung des Problems ins Auge zu fassen. Zwischen der alten und der neuen Wasserkraftausnutzung steht die Entwicklung der Dampfmaschine, zwischen alter und neuer Binnenschiffahrt die Entwicklung der Eisenbahnen. Die moderne Wasserkraftausnutzung ist Energieproduktion, die moderne Binnenschiffahrt ist Großschiffahrt für den Massenverkehr. Die Wasserkraftausnutzung siedelt sich zuerst in den oberen Regionen der Flüsse an, wo sie hohe Gefälle hat und schreitet nach unten vorwärts. Die Binnenschiffahrt kommt von unten herauf und schreitet aufwärts auf bestimmte Punkte des Handels und der Industrie zu. So kommt es, daß Schiffahrt und Wasserkraftausnutzung in einem bestimmten Bereich des Flusses sich übergreifen. In der Kanalisierungsstrecke, wie eine solche beispielsweise von Mainz bis Aschaffenburg vorhanden und von Mannheim nach Heilbronn am Neckar im Bau ist, ist die Wasserkraftausnutzung an den für die Schiffahrt errichteten Staustufen ohne weiteres möglich, doch wird sie sowohl technisch wie ihrer Funktion nach ganz etwas anderes. Schwieriger sind die Verhältnisse an einem Kanal, der zu gleicher Zeit Schiffahrtskanal sein soll und auf der anderen Seite als Werkkanal für ein Kraftwerk zu dienen hat. Wichtig sind hier die Fragen der Geschwindigkeit und der Ausbildung des Querprofils. Die Schwierigkeit liegt darin, daß bei großer Geschwindigkeit die Sicherheit der Navigation verloren geht. Einige Lösungen hierfür, die sich anzubahnen scheinen, wurden vorgeführt.

Der Vortragende kam zu dem Ergebnis: in der Kanalisierungsstrecke wird die Wasserkraft im allgemeinen einen günstigen Posten in der Wirtschaftlichkeitsberechnung der Schiffahrtsstraße bilden. Bei einem Schiffahrtskanal sind noch verschiedene technische Probleme zu lösen. Es muß dabei aber immer das Ziel sein, eine brauchbare Schiffahrtsstraße zu erhalten.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 10. Februar 1925 Heft 3

BEMERKENSWERTE EISENBAUTEN DER GEPLANTEN AEG-SCHNELLBAHN IN BERLIN.

Von Baurat Karl Bernhard, Beratender Ingenieur und Privatdozent in Berlin.

Allgemeines.

Das von Emil Rathenau ins Leben gerufene Schnellbahnunternehmen, welches Berlin vom Gesundbrunnen bis Neukölln zugunsten des volkreichen Ostens durchqueren sollte und von dem bereits einige schwierige Bauten, vor allem der Spreetunnel zwischen Waisen- und Jannowitzbrücke fertiggestellt sind, muß als Opfer der wirtschaftlichen Verhältnisse der Nachkriegszeit vorläufig unvollendet liegen bleiben. In den mittleren und südlichen Stadtteilen war es eine Untergrundbahn, in den nördlichen jedoch eine Hochbahn (s. Abb. 1). Als Rampe steigt die Bahn im endgültigen Entwurf südlich des Reichsbahnhofs Gesundbrunnen so hoch aus dem Untergrund empor, daß sie zwischen den tiefliegenden Reichsbahnanlagen unmittelbar neben der Straßenunterführung den Personenverkehr durch Treppen nach wie vor freiläßt und zugleich den hier anzulegenden Hochbahnhof durch seine Zugänge und Treppen mit der Reichsbahn und mit der Straßenunterführung verbindet. Im weiteren Verlauf nach Norden ist sie als Hochbahn in der Mitte der Badstraße und Schwedenstraße über die Christianiastraße hinaus mit den Haltestellen „Prinzenallee" und „Christianiastraße" fortgeführt. Von genannter Rampe aus ist der ganze Bahnkörper durch eine Eisenkonstruktion gebildet. Der Entwurf hierzu, einschließlich statischer Berechnung, Werkzeichnungen mit allen Einzelheiten und Maßen sowie Stücklisten für die Walzwerke ist vom Bauingenieurbureau des Verfassers in den Jahren 1919 bis 1921 ausgearbeitet und von allen in Betracht kommenden Behörden genehmigt, so daß ohne Zeitverlust mit seiner Ausführung hätte gerechnet werden können. Nun ruhen die umfangreichen Zeichnungen und Berechnungen in den Schränken. Wenn sie wieder zum Leben erweckt werden, ist vielleicht eine andere Zeit. Andere Anschauungen lassen dann die fast vergessenen Pläne in den Hintergrund treten. Aber dennoch wäre es heute ein Mangel, wenn ihr wesentlicher Inhalt nicht zur allgemeinen Kenntnis kommen würde, da sie doch für andere Aufgaben der Jetztzeit von Nutzen sein können. Außer der recht verwickelten Eisenkonstruktion für die Haltestelle Gesundbrunnen, deren Halle den Grundriß einer Sichel mit abgeschnittenen Spitzen hat, deren Geschoß in Straßenhöhe, in Treppen nach oben und unten, Vorräumen und Gängen, Fahrkarten- und Diensträumen aufgelöst ist und deren Grundriß in Staatsbahnhöhe von den Krümmungen und Weichen zahlloser Gleise für die Stützenstellungen ganz unregelmäßige und ungleiche Lagen bedingte, ist der wesentliche Inhalt der Aufgabe der Einstiel-Viadukt. Er ist als Notwendigkeit aus der ungenügenden Breite des für die Schnellbahn gewählten Straßenzuges entstanden. Während die ältere Berliner Siemenssche Hochbahn ihren Viadukt mit 2 Stützen ausgebildet hat und deshalb für ihre Linienführung einen Straßenzug wählen mußte, welcher eine Mittelpromenade enthält, wie im Südosten die Skalitzer Straße, im Westen die Bülowstraße, fehlte der AEG-Schnellbahn diese Möglichkeit. Sie mußte einen Straßenzug wählen, der wohl von den Bürgersteigen etwas für den Fahrdamm hergeben konnte, aber meist nur soviel, daß nur eine Stütze mit einer Schutzinsel aufgestellt werden konnte (s. Abbildungen 2 u. 3).

Abb. 1. AEG-Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln.

Um die Mitte des ersten Jahrzehntes bemühte man sich, in derartigen Straßen Berlins eine Schwebebahn nach Art der Barmen-Elberfelder zu erbauen, und hatte auch auf Verlangen der städtischen Behörden einen Probeviadukt mit einer Stütze ausgeführt, um den Nachweis zu führen, daß durch eine solche Stütze der Straßenverkehr nicht gestört wird. Um aber die Behauptung zu widerlegen, daß solche Viadukte nur durch Schwebebahnen möglich seien, betraute 1908 Emil Rathenau den zu Rate gezogenen Verfasser mit dem Entwurf eines Viaduktes für eine einstielige Standbahn. Diese bildete dann die Grundlage für die Linienführung der AEG-Schnellbahn in engeren Straßen und begründete damit auch die Ablehnung der Schwebebahn, wofür in Berlin nicht viel Stimmung vorhanden war. Anfänglich war eine Hochbahn bis zum Rosenthaler Tor geplant.

I. Der einstielige Normalviadukt.

Der Einstielviadukt der zweigleisigen Hochbahn besteht aus drei Hauptträgern in 3 m Abstand mit versenkter Fahrbahn auf einstieligen, 1 m breiten, eingespannten Stützen (s. Abb. 4). Diese Hauptträger laufen als Kragträger mit eingehängten Zwischenträgern durch, und zwar derart, daß die mittleren Kragträger mit den Stützen zu Zweigelenkrahmen verbunden sind, während die äußeren Hauptträger als Gerberbalken auf seitlichen Kragarmen der Stützen ruhen (s. Abb. 8). Die Trägerunterflächen liegen über dem Straßenpflaster in einer Ebene. Wie aus Abb. 2 und 3 ersichtlich, ist durch die örtlichen Verhältnisse die vielfach gewundene Strecke in Einzelteile aufgelöst. Die gerade Strecke enthält außer dem Normalviadukt von 16,5 m

Abb. 2 u. 3. Stützenstellung der Hochbahn.

Rahmenstützweite und beiderseits 16,5 m Zwischenweite eine große Reihe von Abarten, wo die Rahmen kleiner sind und die Zwischenweiten größer bzw. kleiner. In den krummen Strecken sind Rahmenstützweiten von 15 m, 16,5 m und 18 m angeordnet, an welche sich beiderseitig gleiche und ungleiche Weiten eckig anschließen. Infolgedessen sind 18 Abarten entstanden, welche in der Berechnung und Einzelgestaltung verschieden sind, in der Bauart aber dem Normalviadukt, wie er hier zur Darstellung gebracht werden soll, ähneln. Auch verläuft die Straßenhöhe nicht parallel zur Schienenoberkante, wodurch die Höhen der Rahmen sich teilweise erheblich ändern. Von all diesen Abarten soll aber weiter hier vorläufig nicht die Rede sein. Allen Viaduktteilen gemeinsam ist die Bildung des Haupttragwerkes aus drei Hauptträgern, zwischen denen durchlaufende Querträger gespannt sind. Die Querträger-Stützweiten sind im allgemeinen gleich. Der Einstielviadukt enthält aber, wie aus vorstehender Darstellung der Abarten hervorgeht, viele Teile, in denen die Querträgerstützweiten sich ändern oder die Gleislage infolge Krümmung wechselt. Die statische und konstruktive Bearbeitung hat daher einen großen Umfang erreicht, wobei natürlich eine Reihe von vereinfachenden Annahmen und Normalisierung der Einzelheiten stattgefunden haben, die einer späteren Besprechung vorbehalten bleiben.

Abb. 4. Querschnitt durch den Einstielviaduk
Abb. 5. Stützenquerschnitt.
Abb. 6 u. 7. Einspannungsbalken.

Für die Verkehrslasten der Hochbahn kommen als Lastenzug neun vollbesetzte Triebwagen mit den in Abb. 9 angegebenen Achsständen und Achslasten in Frage. Zugteilungen sind für die statischen Berechnungen in Betracht gezogen, ebenso leere Wagen mit je 5 t Achsdruck für den Windangriff. Die Lasten sind um 50 vH. erhöht angenommen, um Druckkräfte in sonst gezogenen Stäben zu berücksichtigen. Für die Berechnung der Fliehkraft ist eine Höchstgeschwindigkeit von 50 km/st, der Bremskraft $^1/_7$ der auf dem Bauwerk stehenden Achslasten, in Schienenhöhe wirkend, zugrunde gelegt. Die Windangriffsfläche der Wagen ist ein Rechteck von 3,2 m Höhe. Alle übrigen statischen Grundlagen entsprechen den herrschenden Bestimmungen. Es sei nur noch bemerkt, daß die Baugrundbelastung auf 5 kg/cm² steigen darf, wenn sie auf mindestens $^3/_4$ der Fundamentsohle wirkt. Außerdem ist die Standfestigkeit des Einstielviaduktes für 1,5fache Werte der Verkehrslasten, Flieh-, Brems-, Anfahr-,

Abb. 9. Achslasten der Hochbahn.

Wind und Schneekräfte nachgewiesen und dabei die Eigengewichte außer Eisen um 10 vH. verringert, ferner mit der Möglichkeit gerechnet, daß der Oberbau nebst Bettung auf einem Gleise beseitigt, während der Betrieb auf dem anderen Gleise mit verminderter Geschwindigkeit aufrecht erhalten wird. Letzterenfalls überschreitet die Baugrundpressung nicht 8 kg/cm², wenn nicht weniger als die Hälfte der Bausohle belastet ist.

Fahrbahnkonstruktion.

Die normalspurigen Hochbahngleise liegen, wie Abb. 4 zeigt, auf dem Viadukt in 3,15 m Abstand mittels Stuhlschienen, hölzernen 1,20 m voneinander entfernten Querschwellen im durchgehenden Kiesbett, das 15 cm Mindeststärke hat. Jedes Gleis wird zwischen den Querträgern von 7 mm starken Tonnenblechen getragen, die an den Enden

Abb. 10 u. 11. Normal-Schnitte durch die Fahrbahn. Querträgerverbindung durch den mittleren Hauptträger.

aufgebogen sind und einen ebenen Rand zur Auflagerung, in der Längsrichtung auf ⊏-Eisen, in der Querrichtung auf den Obergurten der Querträger haben. Um nicht durch das Kiesbett für die Hauptträger Rostgefahr zu erzeugen, ist es durch einen seitlichen Abschluß mit gebogenen Blechen vom Hauptträger vollständig getrennt (vgl. Abb. 10 u. 11).

Abb. 12 u. 13 Querträgeranordnung an den verschieblichen Gelenken.

Die Querträger liegen im allgemeinen in Abständen von 1,65 m und sind als durchlaufende Balken auf drei Stützen mit zwei gleichen Stützweiten von je 3 m berechnet und durchgebildet. Am mittleren Hauptträger haben die

Ansicht. Äußerer Hauptträger. Längenschnitt durch Gleismitte. Mittlerer Hauptträger.

Abb. 8. Das Tragwerk des Normalviaduktes.

Querträger fast doppelte Trägerhöhe. Um hier die Zugkraft des Stützmomentes oben zu übertragen, sind zwei Flacheisen 80.16 durch das Hauptträgerblech als Zugbänder hindurchgesteckt (s. Abb. 11); zur Übertragung der Druckkraft unten dient beiderseits je ein 16 mm starkes Blech als Druckplatte. Die Zugbänder sollen zuletzt spannungslos angenietet werden. Die ständige Last beträgt für den Querträger 1,48 t/m, die Radlasten verteilen sich unter 45° von einer Schwelle über dem Querträger auf die Fahrbahn, wodurch sich die 6 t-Last auf 5,27 t vermindert. Maßgebend für das größte Stützenmoment ist die Vollbelastung, für das größte Feldmoment die einseitige Last. Für die Querschnittsbestimmung ist die Verschiebung der neutralen Achse infolge Deckplatte über den Tonnenblechen oben und Nietabzüge unten für das Feldmoment berücksichtigt. Die Knicksicherheit des Stahlbleches ist nach Rode „Beitrag zur Theorie der Knickerscheinungen" (Eisenbau 1916, Heft 9, S. 210) untersucht. Beim Querträger ist sie danach ohne Anordnung von Steifen nachgewiesen. Am verschieblichen Gelenk der Hauptträger (s. weiter unten) sind zwei seitlich liegende Querträger (siehe Abb. 8, 12 u. 13) als gelenkig gelagerte Einzelbalken von 3 m Stützweite angeordnet und das Kiesbett über Schleppblechen durchgeführt.

Hauptträger.

Der Einstielviadukt enthält äußere und mittlere Zwischenträger, einfache Balken von 9,9 m Stützweite, welche zwischen den äußeren Kragträgern und den mittleren, mit den Stielen zu den Zweigelenkrahmen verbundenen Kragträgern von 16,5 m Stützweite und mit je 3,3 m weiten Kragarmen mittels unverschieblicher und verschieblicher Gelenke eingehängt sind (s. Abb. 8). Der äußere Zwischenträger hat wie alle äußeren Hauptträger in der Verlängerung der Querträger Konsolen, welche einen Kabeltrog mit Kabeln sowie einen Bohlenbelag und Geländer für den Streckendienst (vgl. Abb. 10 u. 11) tragen. An den Gelenkstellen ist des gleichförmigen Aussehens wegen (s. Abb. 13 u. 20) eine einfache Konsole wie sonst beibehalten und ihre obere Einspannung an beide Querträger, wie in Abb. 20 dargestellt, ausgebildet. Der Kabeltrog ist durch Löcher im Bodenblech entwässert und seitlich nach außen durch einen kleinen Rahmenträger abgeschlossen, der möglichst große Öffnungen hat, um die Kabel gut zu lüften und friesartig unter dem einfachen Geländer zu wirken.

Das Hauptträgergewicht beträgt 2,2 t/m, die Last der Fahrbahn nebst vorgenannten Ausrüstungen ist zu 1,75 t je Querträger, wozu die Verkehrslast von 5,46 t tritt. Das hierdurch erzeugte $M_{max} = 42$ mt; das Windmoment, erzeugt aus den Zusatzlasten von 1,26 t am Querträger, beträgt 6,1 tm. Hierfür ist ein Träger von 1050 mm Stehblechhöhe angeordnet, der für zwei Kopfplatten unter Berücksichtigung des unteren Nietabzuges ein Widerstandsmoment von 5270 cm³ hat.

Der mittlere Zwischenträger hat ein Eigengewicht von 0,3 t/m und eine Eigengewichts- und Fahrbahnlast von 4,8 t sowie eine Verkehrslast von 14,75 t je Querträger aufzunehmen, wodurch $M_{max} = 110,9$ mt wird ohne das gleiche Windmoment wie beim äußeren Zwischenträger. Hier war also ein erheblich höherer Träger erforderlich, dessen Unterkante mit denen der äußeren Träger bündig liegt. Dagegen liegt die Oberkante zwischen den beiden Zugprofilen, soweit betriebstechnisch zulässig, erheblich höher als bei den äußeren Trägern (vgl. Abb. 10). Hier sei auf das Stromschienenprofil hingewiesen, dessen Einschränkung durch den Schenkel der Versteifungswinkel über den Querträger zulässig war. Die Stehblechhöhe ist infolgedessen auf 1600 mm und das Widerstandsmoment mit je 2 Kopfplatten auf 14 220 cm³, also fast auf das Dreifache wie oben gebracht.

Der äußere Kragträger hat ein Eigengewicht von 0,25 t/m und ein Größtmoment durch die Hauptlasten von 77,4 mt aufzunehmen, das durch die Nebenlasten auf 93,1 mt sich steigert. Er hat dieselben Abmessungen wie die äußeren Zwischenträger, jedoch 3 Kopfplatten oben und unten erhalten, wodurch das Widerstandsmoment auf 9630 cm³ gesteigert ist. Die Knicksicherheit des 9 mm starken Stahlbleches, das hier größere Querkräfte als beim Zwischenträger im Felde von 1,65.1,05 m aufzunehmen hat, ist als vierfach nachgewiesen. Die Steifen sind auch mit Rücksicht auf die Sicherheit der gedrückten Gurte gegen seitliches Ausknicken berechnet. Für diese äußeren Kragträger sind zwei symmetrisch liegende Universalstöße dort vorgesehen, wo der Querschnitt mit einem Kopfplattenpaar noch ausreicht. Alle Querschnittsteile werden in der Fläche vollgedeckt und mit Nieten angeschlossen. Die festen Gelenke, welche für 22,9 t Gesamtlasten bemessen sind, bestehen aus zwei aufeinander rollenden Kugelflächen, die als Lagerkörper aus Stahlguß hergestellt sind (s. Abb. 14). Die beweglichen Lager sind Pendellaschen, welche durch Bolzen die Lagerdrücke auf die Stehbleche der Zwischenträger auf die der Hauptträger übertragen (s. Abb. 18). In den Abb. 15 bis 17 ist der Einbau der festen Gelenke in den Hauptträgern dargestellt, während die Abb. 19 bis 23 den Einbau der beweglichen Lager klarstellen. Hier ist zu bemerken, daß die Gelenke in den äußeren Hauptträgern von oben aus vollkommen zugänglich sind. Bei den mittleren Hauptträgern ist das ohne weiteres nicht der Fall. Deshalb sind hier, wie in Abb. 16 angedeutet, die seitlichen Abschlußbleche der Fahrbahn mit durch aufgeschraubte Bleche verschlossenen Öffnungen versehen.

Abb. 14. Festes Gelenk des mitteren Hauptträgers.

Der mittlere Kragträger, welcher mit den Stielen zu einem Zweigelenkrahmen verbunden ist, deren Auflager im Normalfalle 6,9 m unter der Systemlinie des Trägers liegen, bildet mit den Stützenfüßen und den Fundamenten das Haupttragwerk des Einstielviaduktes. Nach Müller-Breslau ist die Einflußlinie für den Horizontalschub ermittelt als Parabel unter der vorläufigen Annahme gleichmäßiger Trägheitsmomente J für die Balkenstrecke und J_1 für die Stiele, und

Abb. 15—17. Anordnung der festen Gelenke beim äußeren (links) und mittleren (rechts) Hauptträger.

zwar für $\frac{J}{J_1} = 5$ und danach Momente und Querkräfte für die Hauptlasten und Nebenlasten gesondert berechnet, da hierfür verschiedene Inanspruchnahmen zulässig sind. Die Lasten, welche vom Querträger übertragen werden, sind die gleichen wie beim mittleren Zwischenträger. An Brems- und Anfahrkräften hat jeder Zweigelenkrahmen zwischen zwei beweglichen Gelenken diejenigen aufzunehmen, welche aus der größten Achsenzahl, welche zu irgendeinem größten oder kleinsten Verkehrslastenmoment gehört. Sie betragen von der Stütze aus bis zur Mitte in den Querträgern: 94,5; 74; 53,6; 24,8; 9,4 und 4,8 mt. Die Momente infolge Wärmeänderung sind im Riegel gleichbleibend, im Kragarm Null. Für das größte Stützenmoment infolge Hauptlasten hat sich so − 217,6 mt, infolge Haupt- und Nebenlasten − 334,8 mt, für das größte Feldmoment + 155,5 mt bzw. + 180,5 mt vorerst ergeben. Mit 1650 mm Stehblech Höhe und je 3 Kopfplatten ist ein

Abb. 18. Bewegliches Lager links beim äußeren und rechts beim mittleren Hauptträger.

Abb. 19 u. 20. Anordnung des beweglichen Lagers beim äußeren Hauptträger in Ansicht und Grundriß.

Abb. 19 u. 20.

des Riegels mit einem Halbmesser von 1,50 m sich an die Stützengurte anschließt, sind die Kräfte in den Gurten annähernd verfolgt, indem der Rahmen als Fachwerk, dessen Gurte in die Stehblechkanten und dessen von der Auflagersenkrechten fallende Diagonalen durch die Krümmungsmittelpunkte gehen, was besonders für die Berechnung der Niete und der radialen Druckspannungen im Stehblech von Bedeutung ist. Bezüglich der Stöße wird auf die Abb. 8 verwiesen. Alle Querschnitte sind in der Fläche vollgedeckt

Abb. 23. Tonnenbacke am verschieblichen Gelenk mit Querträgeraussteifung.

Abb. 21—22. Kragarm am äußeren Hauptträger mit beweglicher Einhängung des Zwischenträgers in Ansicht und Aufsicht.

Abb. 24. Einstielviadukt der A E G - Schnellbahn nach perspektivischer Darstellung des Verfassers.

Widerstandsmoment von 30370 cm³ erzielt. Nachträglich ist noch eine genauere Ermittlung des Horizontalschubes unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente nach der Querschnittsgestaltung vorgenommen, wodurch das obige Verhältnis von 5 durch 1,69 bei der H-Linie erfolgt und diese Berichtigung, welche für die größten Momente 6−8 vH beträgt, bei der Momentenermittlung in Ansatz gebracht. Weiter ist der Einfluß der verschiedenen Stützenhöhen berücksichtigt, da zunächst nur der Rahmen für 6,9 m Pfeilhöhe durchgebildet ist, diese jedoch stellenweise auf 7,5 m ansteigt, was für die senkrechte Belastung weniger ins Gewicht fällt als für die Bremskraftwirkung. Bei 7,5 m Stützenhöhe steigen die oben für 6,9 m berechneten Bremsmomente auf ± 103, ± 81,8, ± 60,6, ± 29,7, ± 13,9, ∓ 1,6 mt. Bei der reichlich bemessenen **Rahmenecke**, wo der Untergurt

und mit Nieten voll angeschlossen. Die **Gelenke** sind wie bei den äußeren Kragträgern für entsprechend größere Lasten durchgebildet.

Die einstieligen **Stützen** haben in der Richtung **quer** zur Brückenachse durch besondere **Kragarme** den Auflagerdruck der äußeren Kragträger aufzunehmen. Der Stützenschaft ist kreuzförmig (s. Abb. 5) gebildet, so daß dieser Kragarm mit seinem Untergurt in den Quergurt der Stütze durch Anschlußbögen von 1,30 m Krümmungshalbmesser übergeht. Die Verbindungskrümmungen in der Quer- und Längsrichtung sind den Anforderungen des Straßenverkehrs entsprechend gewählt (s. Abb. 8). Den Berechnungseinzelheiten bei diesem Bogen liegt auch die Annahme eines Fachwerknetzes zugrunde. Der **Stützenschaft** wird durch das Zusammenwirken von Normaldruck N, von Biegungsmomenten in der Fahr-

richtung (M_y) und von Quermomenten (M_x) beansprucht, für die zwei Fälle unterschieden sind, nämlich a) Eigengewicht, volle Verkehrslast auf beiden Gleisen mit gleichgerichteten Brems- bzw. Anfahrkräften und Winddruck sowie Erwärmung (das ergibt H_{max}, also auch $M_{y max}$ und die gleichzeitig möglichen ungünstigsten M_x und N), ferner b) Eigengewicht, volle Verkehrslast mit Bremskraft und Winddruck auf einem Gleis sowie Abkühlung (das ergibt $M_{x_{max}}$ und die gleichzeitig möglichen ungünstigsten M_y und N). Die Hauptlasten allein kommen für die Stützenberechnung nicht in Betracht. Die einseitig für den Fall b) an der Stütze angreifende Bremskraft wird infolge der Steifigkeit der Fahrbahn die Stütze nicht auf Torsion beanspruchen, sondern ersetzt durch ein in Höhe der Bremskraft wirkendes Kräftepaar, deren Kräfte rechtwinklig zur Brückenachse an den benachbarten Stützen angreifen. Wie bereits erwähnt und in Abb. 4 und 5 näher dargestellt, sind die Stützen in der Längsrichtung aus Stegen von 1 m Breite und 22 mm Stärke, welche mit Winkeln und Kopfplatten begurtet sind, und in der Querrichtung aus beiderseitig an vorgenannten Steg mit 4 Winkeleisen angeschlossenen Stegen von je 400.13 gebildet, welche auch mit Kopfplatten und Winkeln gesäumt sind. Die größten Spannungen treten in den äußersten Ecken der sich rechtwinklig gegenüberstehenden Kopfplatten auf. Diese sind für die Stützenquerschnitte von Meter zu Meter über den Stützenfüßen bis über den Beginn der Ausrundungen für die Fälle a) und b) unter oben erwähnten Lastangriffen listenmäßig berechnet.

Der Stützenfuß (s. Abb. 6 u. 7) ist aus früher erwähnten Gründen als Balken auf 2 Stützen von 3,7 m Abstand behandelt. An ihm ist der Stützenschaft in der Mitte eingespannt, so daß er wie zwei Kragarme wirkt, an deren Enden die senkrechten und wagerechten Stützkräfte angreifen. Dieser Aufgabe wegen besteht er aus einem senkrechten und einem wagerechten Blechträger, welche in ⊥-Form zusammengebaut sind (s. Abb. 7). Der Obergurt ist mit 1,20 m Krümmungshalbmesser an die Querstege des Stützenschaftes angeschlossen und entsprechend den obigen Ausführungen berechnet.

Wie bereits eingangs erwähnt, ist für den Einstielviadukt die Berechnung der Standsicherheit von besonderer Bedeutung und diese deshalb für den Normalbetrieb (Fall A) und für den Ausnahmefall (Fall B) durchgeführt. Der geringste Auflagerdruck entsteht bei Benutzung des dem Winde abgekehrten Gleises, wobei das an der Windseite liegende Lager mit 28,4 t und das gegenüberliegende mit 101,6 t belastet wird, also eine Verankerung nicht erforderlich wird. Nur bei 1,5fachem Werte der kippenden Kräfte und für die Annahme, daß die Baustoffe außer Eisen nur 0,9 des üblichen Eigengewichts haben und daß Oberbau und Bettung eines Gleises beseitigt sind, tritt eine negative Reaktion von 19,2 t auf, wofür die Sicherung durch eine Verankerung in Wirkung treten soll. Die beiden Fundamente sind Betonblöcke von je 2,0 m normaler Tiefe, 2,4 m Breite in der Quer- und 3,4 m in der Längsrichtung und haben je 36 t Gewicht. Die Lagerkörper aus Stahlguß (s. Abb. 4 u. 7) liegen auf ihnen mit einer 20 cm betragenden Exzentrizität nach innen. Es ist angenommen, daß die quer zum Viadukt angreifenden Kräfte nur auf das stärker belastete Fundament wirken. Von den verschiedensten Belastungsfällen ist der ungünstigste der Fundamentberechnung zugrunde gelegt und nachgewiesen, daß die Mittelkraft, welche natürlich nach beiden Richtungen exzentrisch durch die Bausohle gehen kann, innerhalb des rhombischen Kerns bleibt und 4,35 kg/cm^2 größte Pressung an der nächstgelegenen Ecke im Baugrund erzeugt. Im Fall B trifft die Mittelkraft die Sohle außerhalb des Kerns, jedoch noch innerhalb des „Außenkerns", womit nach K. Pohl (Eisenbau 1918, S. 214) der geometrische Ort aller Laststellungen bezeichnet ist, bei denen die Nullinie durch die Querschnittsmitte geht. Dann ist die größte Bodenpressung an der Sohlenecke 7,8 kg/cm^2, entspricht also den eingangs erwähnten Baubedingungen.

Endlich möge auch noch erwähnt werden, daß die Durchbiegung des äußeren Hauptträgers infolge Verkehrslast festgestellt, und zwar zu 1,51 cm insgesamt ermittelt ist, also das Verhältnis zur Spannweite $^1/_{1100}$ beträgt. Mit eingeschlossen ist dabei die Durchbiegung des Kragarmes mit 0,13 cm und des Stützenschaftes mit 0,19 cm. Die Bremskraft ist ohne Einfluß auf die Durchbiegung der Trägermitte, da sie die eine Stütze in demselben Maße hebt, wie sie die andere senkt. Dagegen wird die Durchbiegung der Trägermitte infolge Wind um 0,47 cm, also auf 1,98 cm, das Durchbiegungsverhältnis also auf $^1/_{833}$ gesteigert.

Aus vorstehenden Angaben dürfte wohl klar hervorgehen, daß der Einstielviadukt in konstruktiver Hinsicht allen Ansprüchen des Verkehrs gerecht wird und nur deshalb von allen zuständigen Aufsichts- und Betriebsbehörden nach eingehender Prüfung zur Ausführung genehmigt worden ist. Daß er auch in schönheitlicher Hinsicht vollauf genügt, dürfte durch Abb. 24 und den Hinweis bestätigt werden, daß der zur künstlerischen Überwachung der Schnellbahnbauten der AEG berufene Professor Peter Behrens an der vom Verfasser in allen Einzelheiten durchgeführten Formgebung nichts zu ändern fand.

CHEMISCHE ANGRIFFE AUF BETON.

Mitteilung der Emschergenossenschaft in Essen[1]).

Von Baudirektor Helbing und Oberingenieur v. Bülow.

Seit vielen Jahren beschäftigen sich Wissenschaft und Praxis mit der Frage nach den Ursachen von Betonzerstörungen, die namentlich bei Tiefbauten beobachtet worden sind, und suchen nach Mitteln, sie zu vermeiden. Zu denen, die bei der Verwendung von Portlandzementen unangenehme Erfahrungen machen mußten, gehört auch die Emschergenossenschaft in Essen, die zahlreiche, zum Teil recht große Betonbauten im rheinisch-westfälischen Industriegebiet ausgeführt und noch künftig zur Erfüllung der ihr gesetzlich übertragenen Aufgaben auszuführen hat, als da sind: der Bau von großen Kläranlagen, Kanälen, die Befestigung der Bachläufe und offenen Abwasserkanäle im Niederschlagsgebiet der Emscher mit Betonschalen u. dgl.

Im Jahre 1919 berichtete die Emschergenossenschaft zum erstenmal über ihre Erfahrungen im Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 87, Seite 525, in dem Aufsatz: „Über Zerstörungen von Betonbauwerken durch Sickerwässer" (von Baudirektor Helbing und Dr. Bach). Der Aufsatz behandelt den 1500 m langen, begehbaren sogen. „Hörder Kanal", durch den die Emscher innerhalb der Hermannshütte des Hörder Vereins in Hörde fließt. Dieser Bau ist im Frühjahr 1911 ausgeführt, zum Teil im Tunnelbau, zum Teil in offener Ausgrabung. Die Art der Ausführung ist aus den Abb. 1 und 2 ersichtlich. Außer diesen schon eingehend besprochenen Zerstörungen traten solche besonders unangenehm bei einem großen Abwasserkanal in Herne auf, der als Tunnel unter dem Güterbahnhof durchgeführt ist, und dessen Überschüttung aus Haldenmassen besteht. Weitere Zerstörungen zeigten sich im Durchlaß des Landwehrbaches unter dem Rhein-Herne-Kanal, und zwar auf dem Teil, der von Haldenmassen überschüttet ist.

---

[1]) Der Aufsatz ist eine Erweiterung des auf der 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 26. April 1924 in Berlin gehaltenen Vortrages.

Die Ursachen dieser Betonzerstörungen sind in allen Fällen in der Zufuhr schwefelsaurer Salze in das Innere des Betons zu suchen; sie machen sich vor allem dort bemerkbar, wo die betreffenden Bauwerke nicht von gewachsenem Boden, sondern von angeschütteten Massen, insbesondere Schlakken und Zechenhalden überdeckt sind. Diese Halden enthalten vielfach schwefelhaltige Stoffe, die durch langsame Oxydation Schwefelsäure bzw. deren Salze bilden. So gibt es Zechenhalden im Industriegebiete, die geradezu als Schwefelsäurefabriken wirken, so große Mengen Schwefelsäure werden in ihnen durch Oxydation bei Gegenwart von Luft und Feuchtigkeit erzeugt. Vereinzelt kommt es vor, daß aus derartigen Halden stark schwefelwasserstoffhaltige Quellen hervortreten. Eine solche sprudelt z. B. in einer gleichmäßigen Stärke von 10 l/sec. schon seit mehreren Jahren am Fuße der großen Halde am Schwelgernbruch bei Hamborn hervor und gefährdet die in ihm errichteten Betonbauwerke.

Abb. 1. Hörder Tunnel. Bauausführung bei offener Aufgrabung.

Abb. 2. Hörder Tunnel. Bauausführung im Tunnelbau.

Außer den Zerstörungen an geschlossenen Kanälen zeigten sich auch an den mit Betonsohlschalen und Seitenplatten ausgekleideten Bachläufen und Abwasserkanälen starke Zerstörungen (vgl. Abb. 3).

Abb. 3. Zerstörung an der Betonauskleidung.

Im Bergbaugebiet müssen Asphaltierungen oder schützende Umkleidungen mit wasserdichten Stoffen wirkungslos bleiben, da die schädlichen Grund- und Sickerwässer in die durch Bodensenkungen entstehenden Spalten und Risse im Beton eindringen und dort neue Angriffstellen finden. Man könnte nur versuchen, ob sich die Gefahr der chemischen Zerstörung von Beton durch Verwendung von Traß als Zusatz zum Bindemittel sowie Hochofenzement statt Portlandzement mildern oder gänzlich beheben ließ. Die im Jahre 1919 vorliegenden Erfahrungen waren noch zu neu und unvollständig, um sich für das eine oder andere Bindemittel und Verwendung von bestimmten Mengen Traß als Zuschlag entscheiden zu können.

Von vornherein war es klar, daß man, wenn überhaupt, so nur durch umfangreiche und sorgfältige Versuche dem gesteckten Ziele, durch eine geeignete Zusammensetzung des Betons bzw. des für die Betonierung zu verwendenden Bindemittels, die Einwirkung schädlicher Grund- und Haldenwässer auf Beton auszuschalten, näher kommen könne.

Einige Monate nach Einleiten dieser Versuche, zu deren Durchführung sich Herr Professor Dr.-Ing. Probst, der Vorstand der bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Karlsruhe, bereit erklärte, entschloß sich auch die Badische Anilin- und Sodafabrik, die an ihren zahlreichen Betonbauwerken Schädigungen durch Flüssigkeiten und Gase zum Teil ganz anderer Art zu verzeichnen hatte, Versuche auszuführen, wie diese Schädigungen zu beseitigen seien. Bei ihrem Versuchsprogramm schloß sie sich eng an die für die Versuche der Emschergenossenschaft gewählte Systematik an. Herr Professor Dr.-Ing. Probst, der auch bei der Durchführung der Versuche der Badischen Anilin- und Sodafabrik mitarbeitete, wirkte so als Bindeglied, wodurch sich ein nützlicher Austausch der Gedanken und Erfahrungen ergab. Der Deutsche Betonverein, der bei der Beratung des Versuchsprogramms für die Emschergenossenschaft ebenfalls mitgewirkt hat, gewährte in dankenswerter Weise einen Zuschuß zu den Kosten.

Vor Inangriffnahme der Versuche wurde festgestellt, was auf dem fraglichen Gebiete bereits vorgearbeitet worden ist. Die Emschergenossenschaft selbst hatte noch vor dem Kriege umfangreiche Versuche zusammen mit dem Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten (dem damaligen Leiter Dr. Framm) angesetzt, und zwar so, daß eine große Anzahl Mörtel- und Betonwürfel verschiedener Mischungen in einen an schwefelsauren Salzen besonders reichen, offenen Abwasserkanal eingelegt wurden. Der Ausbruch des Krieges verhinderte leider die weitere Beobachtung dieses Versuchsmaterials. Obgleich die zahlreichen Probekörper an eisernen Stangen und Ketten befestigt im Kanal lagerten, wurden sie doch sämtlich mitsamt dem Eisenmaterial gestohlen. Die umfassenden Untersuchungen, die der Moorausschuß des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton über das Verhalten von Betonkörpern in verschiedenen Mooren durchgeführt und über die Herr Professor Dr.-Ing. Gary auf der XXV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins im Jahre 1922 berichtet hat, gaben wertvolle Anregungen; ferner das einschlägige, auch ausländische Schrifttum. So ergaben sich leitende Gesichtspunkte für die zweckmäßige Anstellung der Versuche. Die Ergebnisse der genannten und anderer Versuche stellten noch keine restlose Lösung dar, weil im Baugebiet der Emschergenossenschaft zum Teil wesentlich andere Verhältnisse vorliegen. Man entschloß sich daher zu neuen Versuchen. In ähnlicher Richtung bewegen sich die Versuche des technischen Untersuchungsamtes der Tiefbaudeputation der Stadt Berlin-Charlottenburg[2]), über deren Aufbau und vor allen Dingen über deren Ergebnisse noch nichts Abschließendes bekannt war.

Bei der Aufstellung des Versuchsprogramms waren folgende Gesichtspunkte maßgebend: Für die Versuche sollten nur Baustoffe verwandt werden, die für die hiesige Gegend in Frage kommen, d. i. Portlandzemente des nahe gelegenen Beckumer Erzeugungsgebietes, Hochofenzemente des Industriegebietes und Traß des rheinischen Vorkommens. Hinsichtlich der schädlichen Stoffe konnte man sich auf die Prüfung der schwefelsauren Salze, und zwar des Magnesiumsulfates beschränken, da mit diesem hauptsächlich in Sicker- und Grundwässern, Haldenauslaugungen usw. zu kämpfen ist. Da nun in diesen aggressiven Flüssigkeiten die Sulfate in ziemlich verdünnter Lösung vorkommen (Gehalte an SO_3 über 2 g im Liter sind selten), so konnten sich die der unmittelbaren Praxis gewidmeten Versuche auf diese beschränken. Zur Prüfung wurde deshalb eine 2½prozentige Magnesiumsulfatlösung gewählt. Wenngleich diese schon sehr hohe Kon-

[2]) Hermann, Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Heft 1/2.

zentration im Emschergebiet in den in Betracht kommenden Flüssigkeiten nicht vorkommt, so war doch zu berücksichtigen, daß unter Umständen durch Anreicherung infolge Verdunstung starke Lösungen von Sulfaten sich ergeben können.

Es sollten sowohl Mörtel- wie auch Betonkörper geprüft werden, und zwar sowohl auf die Veränderung der Zug-, Druck- und Biegefestigkeiten als auch auf ihre spezifisch chemischen Veränderungen. Als technische Hilfsmittel hierzu sollten im Verlauf der Versuche die Veränderungen der chemischen Zusammensetzung der Flüssigkeiten, in die die verschiedenen Probekörper eingelagert werden sollten, laufend beobachtet und die chemische Untersuchung durch Messung der Leitfähigkeitsveränderungen der Lagerungsflüssigkeiten ergänzt werden. Auch sollten die modernen optischen Hilfsmittel der Gesteinsforschung den Versuchen nutzbar gemacht werden. Gleichzeitig sollten auch verschiedene Mischungsverhältnisse, insbesondere solche von Portlandzement und Traß hinsichtlich der Festigkeit nach verschiedenen Zeiten erprobt werden. Das so schließlich festgesetzte umfangreiche Versuchsprogramm, das unter Leitung des Herrn Professors Dr.-Ing. Probst in der bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Karlsruhe zur Durchführung gelangte, stellte nach Umfang und Vielseitigkeit eine Neuheit dar. Nicht weniger als 1800 Festigkeitsproben aller Art und 250 chemische Vollanalysen wurden in Karlsruhe, eine Reihe von Zugfestigkeitsproben von Mörtelkörpern außerdem in unserem eigenen Laboratorium unter Leitung des Oberchemikers Dr. H. Bach in Essen ausgeführt. Wenn diese Versuche auch noch nicht eine direkte Antwort auf die Frage: „Wie soll das Bindemittel bzw. der Beton zusammengesetzt sein, um den Angriffen sulfathaltiger Wässer standzuhalten?" geliefert haben, so ist doch in mancher Hinsicht Klarheit geschaffen und der Boden für weitere Arbeit auf diesem schwierigen Gebiete vorbereitet worden.

Als Versuchskörper wurden sowohl Beton- als auch Mörtelkörper benutzt. Es wurden zwei gleiche Serien hergestellt, bestehend aus Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge und Prismen von 10.10 cm Querschnitt und 30 cm Länge, außerdem Mörtelkörper. Die Betonprismen sollten zur Bestimmung der Biegungsfestigkeit; die bei der Prüfung abfallenden Enden der Prismen und die Würfel von 20 cm Kantenlänge sollten für die Druckfestigkeitsprüfung dienen. Die eine Serie wurde in Leitungswasser, die andere, und zwar zum Teil ganz, zum Teil zur Hälfte in eine 2½prozentige Magnesiumsulfatlösung eingetaucht.

Als Bindemittel wurde ein Portlandzement (P) und zwei Hochofenzemente (H_1 und H_2) benutzt. Der Portlandzement erhielt Zusätze von Traß (Tr) in zwei Mischungsverhältnissen, und zwar 1 Zement : 0,3 Traß und 1 Zement : 0,7 Traß.

Die verschiedenen Mischungsverhältnisse der Betonkörper nach Gewichtsteilen waren folgende:

a) Portlandzement	b) Hochofenzement
I. 1 P + 0,3 Tr : 2,6 S : 5 K	VI. 1 H_1 : 2 S : 4 K
II. 1 P + 0,3 Tr : 3,9 S : 7 K	VII. 1 H_2 : 2 S : 4 K
III. 1 P + 0,3 Tr : 5,2 S : 10 K	VIII. 1 H_1 : 3 S : 4 K
IV. 1 P + 0,7 Tr : 3,4 S : 7 K	IX. 1 H_2 : 3 S : 4 K
V. 1 P + 0,7 Tr : 5,1 S : 10 K	X. 1 H_1 : 4 S : 8 K
	XI. 1 H_2 : 4 S : 8 K

die der Mörtelkörper

a) Portlandzement	b) Hochofenzement
I. 1 P + 0,3 Tr : 2,6 S	VI. 1 H_1 : 2 S
II. 1 P + 0,3 Tr : 3,9 S	VII. 1 H_2 : 2 S
III. 1 P + 0,3 Tr : 5,2 S	VIII. 1 H_1 : 3 S
IV. 1 P + 0,7 Tr : 3,4 S	IX. 1 H_2 : 3 S
V. 1 P + 0,7 Tr : 5,1 S	X. 1 H_1 : 4 S
	XI. 1 H_2 : 4 S

Die chemischen Analysen und die Normenfestigkeiten der Zemente und des Trasses sind aus den beiden folgenden Tabellen[3]) 1 und 2 zu ersehen:

Tabelle 1.

Chemische Analysen der Zemente und des Trasses.

	Portland-Zement vH	Hochof.-Zement 1 vH	Hochof.-Zement 2 vH	Traß (Rhein.) vH
Feuchtigkeit	0,60	0,33	0,25	2,86
CO_2	1,09	0,55	0,81	—
SO_3	1,89	1,33	1,11	0,16
Sulfidschwefel	—	1,30	1,72	—
SiO_2	21,74	29,31	29,66	33,72
Fe_2O_3	3,04	2,68	1,97	} 16,25
Al_2O_3	5,51	9,65	7,41	
CaO	65,75	51,02	54,84	1,15
MgO	1,18	3,26	1,93	0,73
Rest	—	0,17	0,30	1,97
Hydratwasser	—	—	—	6,75
Unaufgeschlossener Rückstand	—	—	—	30,79
Mn_3O_4	—	—	—	5,62
	100,80	100,00	100,00	100,00

Tabelle 2.

Normenfestigkeiten der Zemente und des Trasses.

	Druckfestigkeit kg/cm² nach		Zugfestigkeit kg/cm² nach	
	7 Tagen	28 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Portlandzement	201	326	22	36
Hochofenzement 1	196	342	20	25
Hochofenzement 2	116	221	17	25
Traß	26	96	4	17

Auffällig ist die hohe Normen-Druckfestigkeit des Hochofenzementes 1 (H_1) nach 28 Tagen gegenüber der des Hochofenzementes 2 (H_2) um so mehr, als die Normenzugfestigkeit nach 28 Tagen bei beiden gleich groß ist.

Abb. 4a. Abb. 4b.
Druckfestigkeiten der Betonkörper 10×10×10.

In den folgenden beiden Tabellen Nr. 3 und Nr. 4 sind die Druck- und Biegungszugfestigkeiten der Betonkörper be

[3]) Entnommen aus Zimmermann, „Über die Einwirkung von Magnesiumsulfatlösung auf Mörtel und Beton". Mitteilungen aus den Arbeiten des Institutes für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Tabelle 3. Druckfestigkeit
der Betonkörper bei Lagerung in Leitungswasser und $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung.

Festigkeitsuntersuchungen nach	Portlandzementtraßbeton														Hochofenzementbeton													
	1 P + 0,3 Tr							1 P + 0,7 Tr							1 H_1							1 H_2						
	14 Tagen	99 Tagen	6 Monaten	12 Monaten	16 Monaten	24 Monaten	28 Monaten	14 Tagen	99 Tagen	6 Monaten	12 Monaten	16 Monaten	24 Monaten	28 Monaten	14 Tagen	99 Tagen	6 Monaten	12 Monaten	16 Monaten	24 Monaten	28 Monaten	14 Tagen	99 Tagen	6 Monaten	12 Monaten	16 Monaten	24 Monaten	28 Monaten
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr: 2,6 S: 5,0 K							1 P + 0,7 Tr: 3,4 S: 7 K							1 H_1: 2 S: 4 K							1 H_2: 2 S: 4 K						
bei Wasserlagerung Würfel 10 · 10 · 10	187	262	276	326		392		118	186	210	189		225		227	310	350	370		395		118	234	242	218		269	
bei Wasserlagerung „ 20 · 20 · 20	(166)		(413)	(416)		(416)		(132)		(237)	(243)		(247)		(253)		(393)	(337)		(446)		(101)		(174)	(197)		(239)	
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung nach 1 Tag ganz eingetaucht					337		423					216		253					305		401					192		254
nach 1 Tag halb eingetaucht eingetauchtes Ende							409							231							388							267
nach 1 Tag halb eingetaucht freies Ende							425							229							388							265
nach 14 Tagen ganz eingetaucht					320		400					172		253					283		350					254		230
nach 14 Tagen halb eingetaucht eingetauchtes Ende							387							221							356							292
nach 14 Tagen halb eingetaucht freies Ende							386							211							388							294
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr: 3,9 S: 7 K							1 P + 0,7 Tr: 5,1 S: 10 K							1 H_1: 3 S: 4 K							1 H_2: 3 S: 4 K						
bei Wasserlagerung Würfel 10 · 10 · 10	98	139	195	184		250		61	104	120	130		158		166	277	271	271		308		101	169	179	183		240	
bei Wasserlagerung „ 20 · 20 · 20	(75)		(196)	(226)		(247)		(63)		(143)	(151)		(213)		(188)		(329)	(323)		(348)		(105)		(197)	(218)		(225)	
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung nach 1 Tag ganz eingetaucht					189		242					138		161					264		342					197		255
nach 1 Tag halb eingetaucht eingetauchtes Ende							234							171							344							272
nach 1 Tag halb eingetaucht freies Ende							209							159							342							279
nach 14 Tagen ganz eingetaucht					199		235					117		144					236		307					228		251
nach 14 Tagen halb eingetaucht eingetauchtes Ende							218							147							326							264
nach 14 Tagen halb eingetaucht freies Ende							230							138							274							261
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr: 5,2 S: 10 K														1 H_1: 4 S: 8 K							1 H_2: 4 S: 8 K						
bei Wasserlagerung Würfel 10 · 10 · 10	67	102	113	120		117									118	108	171	111		160		63	76	87	112		128	
bei Wasserlagerung „ 20 · 20 · 20	(47)		(76)	(124)		(145)									(81)		(158)	(170)		(176)		(67)		(116)	(104)		(144)	
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung nach 1 Tag ganz eingetaucht					152		166												161		192					105		137
nach 1 Tag halb eingetaucht eingetauchtes Ende							164														179							145
nach 1 Tag halb eingetaucht freies Ende							111														104							146
nach 14 Tagen ganz eingetaucht					120		163												138		172					108		143
nach 14 Tagen halb eingetaucht eingetauchtes Ende							174														146							132
nach 14 Tagen halb eingetaucht freies Ende							×														×							130

Zeichenerklärung: × Wegen zu starker Zerstörung der Körper konnten einwandfreie Druckfestigkeitsuntersuchungen nicht mehr gemacht werden.

Tabelle 4. Biegungszugfestigkeitsergebnisse an 30 × 10 × 10-Betonkörpern bei Lagerung in Leitungswasser und in 2½ vH M_gSO_4-Lösung.

Festigkeitsuntersuchungen nach:		Portlandzementtraßbeton														Hochofenzementbeton													
		1 P + 0,3 Tr							1 P + 0,7 Tr							H_1							H_2						
		14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28
		Tagen		Monaten					Tagen		Monaten					Tagen		Monaten					Tagen		Monaten				
Mischungsverhältnis		1 P + 0,3 Tr : 2,6 S : 5,0 K							1 P + 0,7 Tr : 3,4 S : 7,0 K							1 H_1 : 2 S : 4 K							1 H_2 : 2 S : 4 K						
bei Wasserlagerung		42,4	46,8	49,0	53,6		55,0		22,5	32,4	40,0	37,9		39,9		36,3	40,0	42,9	42,6		45,1		23,8	40,0	38,5	40,4		43,9	
eingetaucht in 2½ vH M_gSO_4-Lösung nach 1 Tag	ganz eingetaucht					67,0		63,7					53,7		63,1					52,6		60,5					43,6		43,9
	halb eingetaucht							64,1							60,5							57,5							55,9
nach 14 Tagen	ganz eingetaucht					56,1		66,4					53,9		56,8					47,9		49,9					54,8		45,3
	halb eingetaucht							66,1							52,9							48,8							52,0
Mischungsverhältnis		1 P + 0,3 Tr : 3,9 S : 7,0 K							1 P + 0,7 Tr : 5,1 S : 10 K							1 H_1 : 3 S : 4 K							1 H_2 : 3 S : 4 K						
bei Wasserlagerung		19,5	30,2	35,3	40,2		43,1		12,2	28,8	35,0	35,4		35,9		28,8	41,2	45,6	44,8		48,3		23,9	35,4	37,9	37,0		43,7	
eingetaucht in 2½ vH M_gSO_4-Lösung nach 1 Tag	ganz eingetaucht					50,8		49,0					49,6		52,1					54,7		54,8					51,2		52,5
	halb eingetaucht							41,6							46,6							57,0							51,9
nach 14 Tagen	ganz eingetaucht					48,4		46,0					43,7		38,6					46,7		53,0					48,0		54,3
	halb eingetaucht							47,3							40,8							53,9							52,8
Mischungsverhältnis		1 P + 0,3 Tr : 5,2 S : 10 K														1 H_1 + 4 S : 8 K							1 H_2 + 4 S : 8 K						
bei Wasserlagerung		14,8	25,6	27,1	22,9		30,4									17,4	27,8	32,4	25,5		31,9		14,4	21,6	22,1	25,5		26,6	
eingetaucht in 2½ vH M_gSO_4-Lösung nach 1 Tag	ganz eingetaucht					44,6		38,1												42,7		45,0					33,4		34,3
	halb eingetaucht							31,5														33,2							29,9
nach 14 Tagen	ganz eingetaucht					39,3		38,4												38,4		39,9					31,4		39,5
	halb eingetaucht							×														31,0							32,4

Zeichenerklärung: × Wegen zu starker Zerstörung der Körper konnten einwandfreie Biegungsfestigkeitsuntersuchungen nicht mehr gemacht werden.

Lagerung sowohl in Leitungswasser als auch in einer 2½prozentigen Magnesiumsulfatlösung zusammengestellt. Die Ergebnisse sind außerdem auf Abb. 4 und 5 graphisch dargestellt.

Da nur die aus den Betonprismen 10·10·30 cm gewonnenen Probebetonwürfel von 10 cm Kantenlänge in der Magnesiumsulfatlösung halb bzw. ganz eingetaucht und nach 16 und 28 Monaten auf Festigkeit untersucht wurden,

Portlandzement mit Traßzuschlag

Abb. 5a.

Hochofenzement.

Abb. 5b.

Biegungszugfestigkeiten der Betonprismen 30×10×10.

so sind für die Druckfestigkeitsuntersuchungen bei Wasserlagerung auch nur die Ergebnisse der ebenfalls aus den Betonprismen gewonnenen Betonwürfel von 10 cm Kantenlänge zum Vergleich herangezogen worden. Die entsprechenden Festigkeitszahlen der in Leitungswasser gelagerten Probewürfel von 20 cm Kantenlänge sind in der Tabelle ebenfalls aufgeführt, aber in Klammern gesetzt worden. Im allgemeinen liegen die

Festigkeitswerte der Probewürfel von 20 cm Kantenlänge etwas höher als die der Probewürfel von 10 cm Kantenlänge.

In der graphischen Darstellung der Druckfestigkeitsentwicklung (Abb. 4 u. 5) sind die Kurven der Portlandzementmischungen mit 0,3 Traßzuschlag und die Hochofenzementmischungen mit Hochofenzement 1 (H_1) dick, die Kurven der Portlandzementmischungen mit 0,7 Traßzuschlag und die Hochofenzementmischungen mit Hochofenzement 2 (H_2) dünn ausgezogen. Dabei sind die Kurven für Wasserlagerung voll, die für Magnesiumsulfatlagerung gestrichelt gezeichnet.

Da die Festigkeit der Portlandzementmischung I (1 P + 0,3 Tr : 2,6 S : 5 K) nach zwei Jahren und die der Hochofenzementmischung VI (H_1 : 2 S : 4 K) nahezu gleich groß ist (392 bzw. 395 kg/cm²) bietet dieser Umstand Gelegenheit zu einem Vergleich der Festigkeitsentwicklungen der beiden Mischungen zu verschiedenen Zeiten. Es soll zunächst die Entwicklung der Festigkeit bei Wasserlagerung besprochen werden.

Man findet die schon bekannte Tatsache bestätigt, daß die Festigkeiten bei Mischungen von Portlandzement mit Traß

Abb. 6. Zunahme der Druckfestigkeit des Betons im Laufe der Zeit. Maschinenmischung 1 : 2,5 : 5 mit 5,7 Gewichtsprozent Wasser.

zusatz langsamer zunehmen als bei Mischungen mit Portlandzement ohne Traß und bei solchen mit Hochofenzement.

Wenn man auch bedauern muß, daß mit Rücksicht auf die hohen Kosten parallele Versuchsreihen von Betonkörpern ohne Traßzusatz unterblieben sind, so bieten doch die Angaben in der Literatur die Gelegenheit zu einem Analogieschluß. Mörsch[4]) berichtet über die mit dem Alter zunehmende Festigkeit des Betons an Proben, die anläßlich des Baues der Donaubrücke bei Mundakingen gemacht worden sind. Er bringt dann die folgende Abb. 6 über die Zunahme der Druckfestigkeit des Betons.

Setzt man die Festigkeit

	nach 2 Jahren	= 100 vH	= (467 kg/cm²)
so ist die Festigkeit	„ 1 Jahr	= 89 „	= (416 „)
„ „ „ „	„ 99 Tagen	= 75 „	= (350 „)
„ „ „ „	„ 28 „	= 61 „	= (284 „)

Setzt man die Festigkeit für Beton aus Hochofenzement 1 bei einem Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 nach 2 Jahren (395 kg/cm²) wieder = 100 vH, so würden, wenn die obigen Prozentsätze zugrunde gelegt würden, die Festigkeiten betragen müssen:

Nach 2 Jahren	395 kg/cm²	. 100 vH	= 395 kg/cm²
„ 1 Jahr	395 „	. 89 „	= 352 „
„ 99 Tagen	395 „	. 75 „	= 296 „
„ 28 „	395 „	. 61 „	= 240 „

Die beobachteten Festigkeiten sind nun tatsächlich folgende:

Nach 2 Jahren	395 kg/cm²	= 100 vH
„ 1 Jahr	370 „	= 94 „
„ 99 Tagen	310 „	= 78,5 „
„ 28 „	240 „	= 61 „

[4]) Mörsch, Der Eisenbeton, seine Theorie und Anwendung, 1912, S. 39.

Die Festigkeiten nach 99 Tagen und 1 Jahr sind also etwas größer als die nach den aus Portlandzementbetonuntersuchungen gefundenen Werte.

In der Abb. 4 macht sich die Verzögerung der Festigkeitszunahme bei Zusatz von Traß deutlich bemerkbar. So sind

Abb. 7. Chemische Umsetzung der Betonkörper nach 6, 16 und 28 Monaten bei Magnesiumsulfatlagerung.

z. B. für das Mischungsverhältnis 1 P + 0,3 Tr : 2,6 S : 5 K die Festigkeiten:

Nach 2 Jahren	392 kg/cm²	= 100 vH
„ 1 Jahr	349 „	= 83 „
„ 99 Tagen	294 „	= 67 „
„ 28 „	200 „	= 51 „

Aus den Ergebnissen der Druckfestigkeiten der Normenprüfung nach 28 Tagen (s. Seite 78) kann geschlossen werden, daß ein Portlandzementprobewürfel ohne Traßzusatz etwa die gleichen Festigkeiten gebracht haben würde wie der Würfel mit Hochofenzement 1 (H_1).

Übrigens ist ja die Frage der Festigkeitsentwicklung bei Betonkörpern mit und ohne Traßzusatz genügend geklärt. Bei den hier zu besprechenden Untersuchungen stand im Vordergrunde die Frage der Sulfatbeständigkeit von Portlandzementtraßbeton bei verschieden großen Traßzuschlägen und verschiedenem Mischungsverhältnis mit Sand und Kies und die Frage der Sulfatbeständigkeit von Hochofenzementen. Aber auch bei der Durchführung dieser Untersuchungen mußte man sich mit Rücksicht auf die hohen Kosten für die Probekörper und den Umfang der dadurch notwendigen Untersuchungen große Beschränkung auferlegen. Es liegen daher nur Festigkeitsuntersuchungen von Probekörpern, die ganz in Magnesiumsulfat eingetaucht wurden, bei einem Alter von 16 und 28 Monaten vor. Die halbeingetauchten Körper wurden nur im Alter von 28 Monaten untersucht.

Die Festigkeitsergebnisse für die meisten der in Magnesiumsulfat gelagerten Körper sind überraschend günstig, und zwar sowohl bei denen mit Traßzusatz als auch bei denen mit Hochofenzement, so daß man versucht sein könnte, aus diesen Ergebnissen günstige Schlüsse auf die Sulfatbeständigkeit zu ziehen.

Tabelle 5. Druckfestigkeiten

der Mörtelkörper von 50 cm² Druckfläche bei Lagerung in Leitungswasser und 2½ vH $MgSO_4$-Lösung.

Festigkeitsuntersuchungen nach	Portlandzementmörtel												Hochofenzementmörtel											
	1 P + 0,3 Tr						1 P + 0,7 Tr						H_1						H_2					
	14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28
	Tagen		Monaten				Tagen		Monaten				Tagen		Monaten				Tagen		Monaten			
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr : 2,6 S						1 P + 0,7 Tr : 3,4 S						1 H_1 : 2 S						1 H_2 : 2 S					
bei Wasserlagerung	402	573	567	512	672		261	371	423	441	584		499	471	667	571	741		324	359	483	481	658	
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung nach 1 Tag ganz eingetaucht						582						502						719						660
nach 1 Tag halb eingetaucht						617						521						598						578
nach 14 Tagen ganz eingetaucht						616						551						768						685
nach 14 Tagen halb eingetaucht						619						518						581						609
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr : 3,9 S						1 P + 0,7 Tr : 5,1 S						1 H_1 : 3 S						1 H_2 : 3 S					
bei Wasserlagerung	165	268	293	288	394		128	227	262	278	332		267	335	355	400	473		145	255	282	277	369	
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung nach 1 Tag ganz eingetaucht						364						393						436						372
nach 1 Tag halb eingetaucht						324						258						×						×
nach 14 Tagen ganz eingetaucht						347						306						418						346
nach 14 Tagen halb eingetaucht						×						×						×						×
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr : 5,2 S												1 H_1 : 4 S						1 H_2 : 4 S					
bei Wasserlagerung	84	143	202	203	242								106	172	186	182	215		74	135	149	173	196	
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung nach 1 Tag ganz eingetaucht						178												218						178
nach 1 Tag halb eingetaucht						×												×						227
nach 14 Tagen ganz eingetaucht						×												225						174
nach 14 Tagen halb eingetaucht						×												×						154

Zeichenerklärung: × Wegen zu starker Zerstörung der Körper konnten einwandfreie Druckfestigkeitsuntersuchungen nicht mehr gemacht werden.

Die Untersuchungen über Biegungszugfestigkeiten zeigen bei Magnesiumsulfatlagerung an sich noch hohe Festigkeiten im Alter von 16 und 28 Monaten, aber bei Anwendung von Portlandzement mit Traßzusatz schon häufiger mit dem Alter abnehmende Festigkeiten, bei Verwendung von Hochofenzement allerdings keine Abnahme.

Während bei den Untersuchungen an Betonkörpern sowohl bei Druck- wie bei Biegungszugprüfungen nur ganz vereinzelt Probekörper nach einem Alter von 28 Monaten so zerstört waren, daß sie nicht mehr geprüft werden konnten, zeigt sich diese Erscheinung bei den Mörtelkörpern und den 8-Körpern (vgl. Tabelle Nr. 5 und Nr. 6) schon viel häufiger, und zwar um so mehr, je magerer die Mischung ist. Vorwiegend sind es die halbeingetauchten Körper, bei denen sich durch Konzentration der Lösung infolge von Verdunstung die schnellere Zerstörung erklärt.

Die hin und wieder festgestellte Steigerung der Festigkeiten von Zementtraßbeton bei Sulfatlagerung, wie sie auch bei diesen Versuchen beobachtet wurde, kann zu Trugschlüssen führen. Es sind deshalb auch die chemischen Stoffumsetzungen durch die Analyse des Wassers, in das die Probekörper eingetaucht wurden, bestimmt worden. In der Lösung wurde die Zunahme an Kieselsäure, Tonerde, Eisenoxyd und Kalk und die Abnahme von Magnesiumoxyd und Schwefelsäure bestimmt.

In der Abb. 7 ist auf der linken Seite der Stoffumsatz der ganz eingetauchten, auf der rechten der halbeingetauchten Betonkörper während des Zeitraumes von 0—6 Monaten, von 10—16 Monaten und 16—28 Monaten dargestellt. Als Vergleichsmaßstab für den Stoffumsatz ist der Zuwachs bzw. die Abnahme von Kalk, Magnesium und Schwefel der Flüssigkeit, in die die verschiedenen Probekörper eingelagert waren, in g/Liter gewählt worden. Eine Addierung der Umsatzmengen ist nicht ohne weiteres statthaft, da am Ende des Zeitraumes von 6—10 Monaten Wasseranalysen nicht gemacht worden sind. Einzelne Analysen konnten wegen Beschädigung der Gefäße nicht ausgeführt werden. Infolgedessen ist zum Teil nur der Stoffumsatz zweier Zeitabschnitte dargestellt worden. Man erkennt aus den Auftragungen die erheblich stärkere Schwefel- und Magnesiumaufnahme der halb eingetauchten gegenüber den ganz eingetauchten Körpern. Während sich also aus den Festigkeitsversuchen allein eine Festigkeitsabnahme der in Sulfatlösung ganz eingetauchten Körper nicht nachweisen läßt, so haben doch die chemischen Untersuchungen erwiesen, daß die Zerstörung der Probekörper

Tabelle 6. Zugfestigkeit an 8 Körpern
(5 cm² Querschnitt) aus Mörtel bei Lagerung in Leitungswasser und $2^1/_2$ vH $MgSO_4$-Lösung.

Festigkeitsuntersuchungen nach:	Portlandzementtraßmörtel												Hochofenzementmörtel											
	1 P + 0,3 Tr						1 P + 0,7 Tr						H_1						H_2					
	14 Tagen	99 Tagen	6 Monaten	12 Monaten	24 Monaten	28 Monaten	14 Tagen	99 Tagen	6 Monaten	12 Monaten	24 Monaten	28 Monaten	14 Tagen	99 Tagen	6 Monaten	12 Monaten	24 Monaten	28 Monaten	14 Tagen	99 Tagen	6 Monaten	12 Monaten	24 Monaten	28 Monaten
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr : 2,6 S						1 P + 0,7 Tr : 3,4 S						1 H_1 : 2 S						1 H_2 : 2 S					
bei Wasserlagerung	34,9	45,2	43,6	38,5	45,4		29,2	36,8	40,9	43,0	44,9		41,3	41,3	48,3	49,7	50,5		34,6	44,5	45,6	44,0	52,1	
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung, nach 1 Tag ganz eingetaucht	—	—	—	—	—	25,4	—	—	—	—	—	18,7	—	—	—	—	—	48,6	—	—	—	—	—	53,8
nach 1 Tag halb eingetaucht	—	—	—	—	—	34,1	—	—	—	—	—	×	—	—	—	—	—	48,2	—	—	—	—	—	49,3
nach 14 Tagen ganz eingetaucht	—	—	—	—	—	27,8	—	—	—	—	—	35,7	—	—	—	—	—	47,9	—	—	—	—	—	50,1
nach 14 Tagen halb eingetaucht	—	—	—	—	—	29,1	—	—	—	—	—	43,5	—	—	—	—	—	47,0	—	—	—	—	—	49,2
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr : 3,9 S						1 P + 0,7 Tr : 5,1 S						1 H_1 : 3 S						1 H_2 : 3 S					
bei Wasserlagerung	20,8	29,1	30,7	32,2	32,9		14,8	26,7	26,9	30,9	30,3		27,3	30,7	30,8	29,4	43,2		19,7	30,3	29,4	31,2	32,0	
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung, nach 1 Tag ganz eingetaucht	—	—	—	—	—	(12,3)	—	—	—	—	—	23,0	—	—	—	—	—	21,9	—	—	—	—	—	36,4
nach 1 Tag halb eingetaucht	—	—	—	—	—	(13,8)	—	—	—	—	—	×	—	—	—	—	—	×	—	—	—	—	—	26,4
nach 14 Tagen ganz eingetaucht	—	—	—	—	—	(11,2)	—	—	—	—	—	×	—	—	—	—	—	24,9	—	—	—	—	—	30,9
nach 14 Tagen halb eingetaucht	—	—	—	—	—	×	—	—	—	—	—	×	—	—	—	—	—	(29,1)	—	—	—	—	—	(35,6)
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr : 5,2 S												1 H_1 : 4 S						1 H_2 : 4 S					
bei Wasserlagerung	13,0	21,5	21,6	23,3	23,9								14,2	18,2	22,1	23,3	23,5		11,7	17,7	20,6	21,2	23,6	
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung, nach 1 Tag ganz eingetaucht	—	—	—	—	—	(8,6)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	(12,4)	—	—	—	—	—	13,1
nach 1 Tag halb eingetaucht	—	—	—	—	—	×	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	(14,4)	—	—	—	—	—	(16,0)
nach 14 Tagen ganz eingetaucht	—	—	—	—	—	×	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	(11,9)	—	—	—	—	—	(8,5)
nach 14 Tagen halb eingetaucht	—	—	—	—	—	×	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	(12,5)	—	—	—	—	—	(17,0)

Zeichenerklärung: × Wegen zu starker Zerstörung der Körper konnten einwandfreie Zugfestigkeitsuntersuchungen nicht mehr angestellt werden.
( ) Die Werte sind der Durchschnitt aus weniger als 4 Körpern, da bei den restlichen die Zerstörung schon zu weit fortgeschritten war.

schon frühzeitig beginnt. Dr. Zimmermann[5]) sagt in seinem Bericht:

„Weder Traß-Portlandzement in den Mischungen der Versuchsdurchführung noch auch Hochofenzementbeton vermochten länger als etwa 20 Monate dem Angriff einer 2½ prozentigen Magnesiumsulfatlösung zu widerstehen, ohne Zerstörungserscheinungen aufzuweisen."

Das ist gewiß ein lehrreiches Ergebnis. Es zeigt, daß in Wirklichkeit keine der geprüften Mischungen, wenn sie ohne sonstige Schutzmaßnahmen angewendet wird, dem Angriff einer 2½ prozentigen Magnesiumsulfatlösung zu widerstehen vermag. Indes stellt die zu den Versuchen verwendete 2½ prozentige Magnesiumsulfatlösung eine extreme Konzentration der schädlichen Stoffe dar, wie sie nur selten vorkommen wird.

Abb. 8. Der Hörder Tunnel nach der Wiederherstellung.

Jedenfalls sind Mischungen von Portlandzement und Traß und Hochofenzement widerstandsfähiger gegen Einwirkung der Sulfate als reine Portlandzemente. Ist die angreifende Lösung arm an Sulfaten, so dürfte vielfach ein sachgemäß ausgeführter Beton aus Portlandzement-Traß oder aus gutem Hochofenzement auch ohne weitere Schutzmittel standhalten. Da aber, wenn einmal schädliche Salze aus nicht genau bekannten Quellen in Sickerwässern vorhanden sind, nicht übersehen werden kann, wie stark die Konzentration im Laufe der Zeit werden wird, so müssen neben der geeigneten Mischung auch bautechnische Vorkehrungen, die anschließend besprochen werden sollen, zum Schutze des Bauwerkes getroffen werden.

[5]) Zimmermann: „Über die Einwirkung von Magnesiumsulfat-Lösung auf Mörtel und Beton". (Mitteilungen aus den Arbeiten des Institutes für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe.)

Die Emschergenossenschaft konnte selbstverständlich nicht das Ergebnis dieser Versuche abwarten, sondern mußte bei der starken Gefährdung ihrer Bauwerke Mittel und Wege zur Abhilfe bzw. Vorbeugung suchen. Die Wege, die hierbei beschritten wurden, haben sich überall bewährt. Da diese Maßnahmen den Praktiker interessieren werden, soll näher darauf eingegangen werden. Der Gefahrenträger ist bei den Bauwerken der Emschergenossenschaft das Wasser, das entweder als Sicker- oder Grundwasser an den Beton der Bauwerke herantritt. Vorausgeschickt muß werden, daß an starkwandigen Bauwerken, wie z. B. an Brückenfundamenten u. dgl. Zerstörungen bisher nicht beobachtet wurden, sondern vorwiegend an Hohlbauwerken, wie Tunneln, Durchlässen und an Betonauskleidungen offener Bachläufe. Das sicherste und beste Mittel, um das Grund- oder Sickerwasser von dem Betonbauwerk fernzuhalten, ist eine gute Längsdrainage hinter dem Bauwerk, die Gefälle zu den einzelnen Querdrainagen durch das Bauwerk hindurch erhält. Die Erfahrung hat gelehrt, daß die Querdrainagen groß genug (etwa 10 bis 20 cm im Durchmesser) sein müssen, da sie sich sonst leicht zusetzen. Die großen Querdrainageöffnungen sind auch deshalb praktisch, weil sie bei Unterhaltungs- und Ausbesserungsarbeiten am Kanal als Rüstholzlöcher benutzt werden können. Durch filterartige Steinpackungen auf der Außenseite des Bauwerkes muß vermieden werden, daß das Erdreich der Hinterfüllung durch diese Drainagen hindurch ausgespült wird. Ist dem gefährlichen Wasser ein bequemes Abfließen ermöglicht, so kommt der Beton gar nicht erst in Gefahr, vom Grund- oder Sickerwasser erreicht und durchflossen zu werden. Schwieriger ist die nachträgliche Entwässerung bei bereits fertigen Betonkanälen. Wie man sich bei dem im Anfang bereits erwähnten, sogenannten Hörder Tunnel geholfen hat, ist aus den folgenden beiden Abb. 8 und 9 zu ersehen.

Der mürbe Beton wurde beseitigt und durch Ziegelmauerwerk ersetzt. Hinter dem Mauerwerk sind vorher starke Steinpackungen mit Drainagen eingebaut, durch die das andrängende Wasser abgezogen und durch starke Querdrainagen durch das Mauerwerk hindurch zur Emscher abgeleitet wurden (vgl. Abb. 8 u. 9). Das Bauwerk ist jetzt seit 5 Jahren wieder in Betrieb, ohne daß sich irgend welche neue Zerstörungen gezeigt hätten.

Abb. 9a. Der Hörder Tunnel während der Wiederherstellung.

Abb. 9b. Der Hörder Tunnel nach der Wiederherstellung.

Ein wegen der dabei angewandten Mittel besonders interessanter Fall einer nachträglich angebrachten Entwässerung ist der folgende: Im Jahre 1912 wurde von der Emschergenossenschaft unter dem Güterbahnhof in Herne ein Tunnel für den Westbach, einem Nebenbach der Emscher, mit Schildvortrieb errichtet. Im Jahre 1917 zeigten sich an der inneren Laibung des Tunnels Zerstörungserscheinungen, geschwürähnliche Beulen, die unzweifelhaft auf Gipstreiben zurückzuführen waren und die schnell zunahmen. Beim Beklopfen der Wände mit dem Hammer klang der Beton dumpf. Die nur **kleinen**, beim Bau bereits eingelegten Entwässerungsrohre (vgl. Abb. 10) hatten sich völlig verstopft, so daß das Grundwasser, wie niedergebrachte Grundwasserstandrohre erwiesen, stark gestiegen war. Die Schüttung des Bahndammes besteht aus Sand, Kesselasche und Haldenmassen in 4—5 m Höhe. Es kam nun darauf an, durch eine umfangreiche Drainage den Grundwasserstand in der Umgebung des Tunnels soweit zu senken, daß das Wasser nicht mehr seinen Weg durch den

Abb. 10. Westbachtunnel bei Herne.

Beton hindurch zu nehmen brauchte. Durch die vom Ingenieur Staschen der Emschergenossenschaft erfundenen, auf Abb. 11 dargestellten neuartigen Entwässerungsrollen, sogenannten „Drainage-Torpedos", die nach Durchstemmen des Bau-

Abb. 11a. Der Staschensche „Drainage-Torpedo".

Abb. 11b. Der Staschensche „Drainage-Torpedo".

werkes von innen durch Pressen mit Handspülbetrieb in Abständen von 3 m durch die Betonwand hindurchgetrieben wurden, gelang es in überraschend schneller Weise, den Grundwasserstand zu senken und, wie die Erfahrung inzwischen gelehrt hat, das Bauwerk vor weiterer Zerstörung zu schützen. Die nächste Abb. 12 zeigt, wie der Grundwasserstand in der Nähe des Bauwerkes in der gewünschten Weise absank. Die Zerstörungen im Inneren scheinen völlig zum Stillstand gekommen zu sein, ja man muß annehmen, daß die unterbrochene Erhärtung jetzt wieder zunimmt, denn der Klang des mit dem Hammer angeschlagenen Betons ist wieder heller geworden.

Wesentlich widerstandsfähiger als Beton gegen angreifende Wässer hat sich Ziegelmauerwerk aus gut gebrannten Klinkern gezeigt. Die Emschergenossenschaft hat deshalb überall da, wo besonders aggressive Wässer zu befürchten waren, ihre Tunnelbauten und an solchen Stellen auch die Bachauskleidungen der offenen Bachläufe in Ziegelmauerwerk ausgeführt. So ist z. B. der Hauptsammelkanal von Hamborn-Marxloh im Schwelgernbruch, der, wie schon erwähnt, in einem mit schwefelsauren Salzen durchsetzten Grundwasser errichtet werden mußte, in Ziegelmauerwerk ausgeführt worden.

In besonderen Fällen kann man Zerstörungen an den Betonbauwerken zum mindesten dadurch aufhalten, daß man das Bauwerk unter Wasser setzt, also daß man z. B. aus einem Durchlaß einen Dücker macht. Dadurch verhindert man, daß das hinter dem Bauwerk höher stehende Grundwasser durch den Beton hindurch abzufließen sucht. Gleichzeitig vermeidet man durch den Luftabschluß die sonst beobachtete Konzentrationserhöhung der aggressiven Wässer an der Innenlaibung. Abb. 13 zeigt ein solches Beispiel, wo ein gefährdeter Durchlaß in ganz einfacher Weise unter Wasser gesetzt werden kann. Die Abbildung stellt den Landwehrbachdurchlaß unter dem Rhein-Herne-Kanal bei Herne dar. Der mit Halden überschüttete Teil ist durch schwefelsaure Salze angegriffen und zerstört, während der Tunnelabschnitt unter dem Schiffahrtskanal, der mit Lehmpackung abgedichtet ist, keinerlei Zerstörungen zeigt. Durch Einsetzen der Dammbalken in die in allen Kanaldückern vorhandenen Dammfalze am Auslauf des Durchlasses wird aus dem Durchlaß ein Dücker.

Die Emschergenossenschaft ist bei ihren Betonbauten nicht nur wegen einzelner ungünstiger Erfahrungen, die sie durch Zerstörung ihrer Betonbauwerke hat machen müssen, zur äußersten Vorsicht gezwungen, sondern der Umstand, daß das Gebiet ihrer Tätigkeit im Bergbaugebiet liegt, zwingt sie, ganz besondere Vorsichtsmaßregeln zum Schutze ihrer Bauwerke und bei der Auswahl der für diese zu verwendenden Bindemittel zu treffen. So genügt es für die Bauten der Emschergenossenschaft nicht, daß man sie etwa mit besonderen Asphalt- und wasserdichten Abdeckungen abdichtet oder mit Anstrichen, wie z. B. Inertol, das sich an sich und überall dort, wo das Bauwerk Bodensenkungen nicht ausgesetzt war, gut bewährt hat, versieht. Man muß vielmehr nach wie vor besonderen Wert auf die Erforschung der Frage legen, wie der Beton selber durch geeignete Wahl der Zuschläge und der zu verwendenden Zemente Eigenschaften erhält, die ihn vor dem Angriff sulfathaltiger Wässer schützen; denn alle Anstrichmittel nützen auf die Dauer nicht, wenn die Bauwerke infolge der Bodensenkungen Risse erhalten, in die die Sicker- und Grundwässer eindringen und von dort aus ihr Zerstörungswerk beginnen können. Dabei ist noch zu berücksichtigen, daß die Bauwerke infolge der Bodensenkungen nicht nur Setzrisse erhalten, sondern auch durch Pressungen und Zerrungen in erhöhtem Maße mechanischen Zerstörungen ausgesetzt sind.

Die Erforschung der Frage, wie der Beton selber durch geeignete Wahl der Zuschläge oder besondere Zemente Eigenschaften erhält, die ihn vor dem Angriff sulfathaltiger Wässer schützen, ist so wichtig, daß die Emschergenossenschaft beabsichtigt, die Versuchstätigkeit auf dem Gebiet des Betonschutzes gegen chemische Angriffe fortzusetzen. Die Aussicht auf Erfolg weiterer Versuche ist vielleicht insofern günstig, als gerade in der letzten Zeit neue Bindemittel bekannt geworden sind, die wahrscheinlich die Lösung der Frage des Betonschutzes erleichtern werden. Ich erwähne nur die Schmelzzemente, den Si-Stoffzuschlag und mancherlei aufgearbeitete Trasse wie Linkkalk, Puzzolanzement nach dem Fredl'schen Verfahren u. a. m.

Bei den Durchlässen setzte die Zerstörung meist oberhalb des gewöhnlichen Kanalwasserstandes an der inneren Laibung des Kanals ein, so daß man annehmen kann, daß das schädliche Grund- bzw. Haldenwasser durch Verdunstung stark konzentriert war. Ferner hat die Erfahrung gelehrt, daß die Bauwerke erst nach einer Reihe von Jahren, meist erst nach 6—7 Jahren, Zerstörungserscheinungen zeigten, so daß entweder angenommen werden kann, daß die schädlichen Wässer nur von geringer Konzentration waren, oder aber, daß das Bauwerk nach seiner Fertigstellung erst nach Verlauf einiger Tage oder sogar erst nach Wochen dem Einfluß schädlicher Wässer ausgesetzt wurde. Die Versuchskörper wurden dagegen schon 24 Stunden nach ihrer Herstellung in die 2½prozentige Magnesiumsulfatlösung eingelegt. Wahrscheinlich ist hieraus ihre schnellere Zerstörung zu erklären. Ganz allgemein haben die Versuche ergeben, daß es, um zu einem einwandfreien Ergebnis über die Nützlichkeit eines bestimmten Zuschlages zu kommen, jahrelanger Untersuchungen bedarf und nicht etwa kurzer Zeitspannen von nur ein oder zwei Jahren. Die Beobachtungen der chemischen Umsetzung, die hier wohl zum ersten Male durchgeführt wurden, haben ferner ergeben, daß weder mit Traß-Portlandzement noch Hochofenzement ein Beton hergestellt werden kann, der bei

einer so konzentrierten Lösung, wie bei den Versuchen, auf die Dauer gegen Zerstörungen durch sulfathaltige Wässer geschützt ist. In Gegenden, wo Bergbau umgeht, wird es daher notwendig sein, wenn Zerstörungen durch aggressive Wässer zu befürchten sind, die Betonbauwerke mit breiten Trennfugen zu versehen, damit sie bei Bodensenkungen nachgeben können, und diese Fugen mit einem breiten Ring zu überdecken. Außerdem empfiehlt es sich, das Bauwerk auf der Außenseite zu verputzen und durch wasserdichte Abdeckungen und Anstriche sorgfältigst zu schützen. Steinhinterpackungen und ferner ausgiebige Drainagen, durch die das schädliche Wasser auf kürzestem Wege durch das Bauwerk hindurch abgeleitet wird, werden die Gefahr der Zerstörung so gut wie ganz beseitigen. Ein Zusatz von Traß zum Portlandzement oder guter Hochofenzement gewährt nicht nur einen erhöhten Schutz gegen chemische Angriffe, sondern verbilligt, wie noch nachgewiesen wird, auch den Bau. In Bergbaugebieten, wo außerdem noch mit Bodensenkungen und ihren Folgen, Vorflutstörungen und starken Rissen gerechnet werden muß, spielt die Frage der Wirtschaftlichkeit bei der Festlegung der Abmessungen der Bauwerke eine Rolle. Die Vorflutstörungen bedingen von Zeit zu Zeit eine Vertiefung bzw. eine Aufhöhung der Bauwerke. Die Bauwerke müssen daher größere Abmessungen erhalten oder von vornherein tiefer gegründet werden. Es kann daher in gewissen Fällen wirtschaftlicher sein, die Bauwerke nur nach dem Bedürfnis der nächsten zehn Jahre zu bemessen und dann einen Neubau vorzunehmen. Dabei hat man den Vorteil, die Abmessungen des Bauwerkes der allmählichen Entwicklung des Gebietes anzupassen. Bei einer so kurzen Lebensdauer von zehn Jahren, mit der z. B. bei städtischen Kanalbauten im Bergbaugebiet häufig gerechnet werden muß, brauchen auch geringere Ansprüche an die Widerstandsfähigkeit der Betonbauwerke gegen aggressive Wässer gestellt werden. Auch hier ist ein geeigneter Zuschlag von

Station: 0,3+41,68

Station: 0,3+16,92

Station: 0,2+99,57

Station 0,2+71,55

Abb. 12. Grundwasserstand beim Westbachtunnel in Herne vor und nach der Absenkung.

Traß zum Portlandzement oder ein guter Hochofenzement als erhöhter Schutz und aus wirtschaftlichen Gründen sehr zu empfehlen.

Um richtig entwerfen zu können, ist es auf jeden Fall notwendig, den Baugrund und das Grundwasser einer eingehenden chemischen Untersuchung zu unterziehen, namentlich dort, wo man nicht in gewachsenem Boden, sondern in Anschüttungen baut. Schon eine solche Untersuchung kann viele spätere Schwierigkeiten vermeiden, weil sich daraus ergibt, in welchen Fällen von Beton Abstand zu nehmen ist. Die Erfahrung hat gelehrt, daß es jedenfalls im Bergbaugebiet unbedingt notwendig ist, sowohl den Untergrund als auch das Grundwasser und die Sickerwässer zu untersuchen, denn die Zerstörungserscheinungen haben sich nicht nur etwa in der Nähe von Halden gezeigt, sondern auch in Gegenden, wo weit und breit keine Halden zu sehen sind, von früheren Zeiten her aber schädliche Anschüttungen vorhanden sind.

Abb. 13. Der Landwehrbachdurchlaß unter dem Rhein-Herne-Kanal

Wenn die Versuche auch das erhoffte Ergebnis bisher nicht gehabt haben, vielmehr erwiesen haben, daß auch der Traßzusatz oder die Verwendung von Hochofenzement nur in beschränktem Sinne wirksam ist, so haben sie doch durch die bei den Untersuchungen angewandten neueren Methoden und die dabei gemachten Erfahrungen mehr Klarheit auf dem Verwendungsgebiet der Portland- und Hochofenzemente und des Trasses gebracht. Die angestellten Versuche haben aber auch Aufschlüsse in wirtschaftlicher Beziehung gebracht, besonders bezüglich der Verwendung von Traß als Zuschlag zu Portlandzementbeton und der Verwendung von Hochofenzementen. Der Traß hat nicht nur günstige hydraulische Eigenschaften und schützt in gewissem Umfange Beton aus Portlandzement gegen Angriff sulfathaltiger Wässer, sondern er spielt auch in wirtschaftlicher Beziehung bei der Herstellung von Beton eine Rolle. Die vorliegenden Versuchsergebnisse bieten eine wertvolle Ergänzung zu Laboratoriumsuntersuchungen der Emschergenossenschaft über wirtschaftliche Betonmischungen[6]. Wenn Traß auch selbst kein Bindemittel ist, so wirkt er doch in Verbindung mit Zement in gewissem Maße festigkeitserhöhend. Da man Traß aus anderen Gründen, z. B. um den überschüssigen Kalk an Zement zu binden, häufig verwenden wird, so kann man, ohne die gewünschte Festigkeit herabzusetzen, an Zement sparen.

Aus der Tabelle Nr. 7 ersieht man, daß z. B. die Betonmischungen lfd. Nr. 2 und 3; 7 und 8; 9, 10 und 11; 12 und 13; 15, 16 und 17; 19 und 20 insofern gleichwertig sind, als sie nach 100 Tagen nahezu gleich große Festigkeiten haben (vgl. Spalte 15). In Spalte 16 sind die entsprechenden, heute gültigen Materialeinheitspreise für 1 cbm Beton (Baustelle Duisburg) angegeben. Die Preise stellen nur den Materialwert dar, da die Kosten der Herstellung, die bei allen Mischungen ungefähr dieselben sind, den Vergleich nicht beeinflussen. Für Traß ist der Preis einschließlich Papiersäcke ab Werk Kruft zugrunde gelegt. Dazu ist die Fracht von Kruft bis Duisburg hinzugerechnet worden. Tabelle Nr. 8 enthält die Preisermittlung. Wenn der Traß unverpackt bezogen würde, würden die Einheitspreise für Beton sich noch ermäßigen.

Im großen und ganzen fällt der Einheitspreis mit der Abnahme der Festigkeit (nach 100 Tagen) (vgl. Abb. 14).

[6]) Helbing, „Die Durchführung des Emschergenossenschaftsgesetzes". Techn. Gemeindeblatt 1907, Nr. 13.

Tabelle 7.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Lfde. Nr.	Mischungsverhältnis nach Raumteilen				Mischungsverhältnis nach Gewichtsteilen									Druckfestigkeit nach 100 Tagen	Materialpreis Beton	Lfde. Nr.
	Z	Tr	S	K	1 P	1 H_1	1 H_2	1 P : 0,3 Tr	1 P : 0,38 Tr	1 P : 0,52 Tr	1 P : 0,6 Tr	1 P : 0,7 Tr	1 P : 0,75 Tr	kg/m²	M/m³	
1	1		1,75	3,5		1:2:4								310	18,25	1
2	1		1,75	3,5	1:2:4									280	20,50	2
3	1		2,6	3,5		1:3:4								277	16,65	3
4	1	0,4	2,15	4,15				1:0,3:2,6:5						262	20,40	4
5	1		1,75	3,5			1:2:4							234	18,25	5
6	1	0,7	3	7						1:0,52:3,4:7,9				210	15,70	6
7	1	0,5	3,5	6					1:0,38:3,9:6,8					190	15,85	7
8	1	0,94	2,95	5,8								1:0,7:3,4:7		186	18,50	8
9	1	0,8	4	8							1:0,6:4,5:9			170	14,50	9
10	1		2,6	3,5			1:3:4							169	16,65	10
11	1	1	5	8,5									1:0,75:5,6:9,6	165	14,10	11
12	1		3	6	1:3,35:6,7									143	14,05	12
13	1	0,4	3,4	5,8				1:0,3:3,9:7						139	15,70	13
14	1	1	6	9									1:0,75:6,8:10	122	13,30	14
15	1		3,5	7		1:4:8								108	11,70	15
16	1	0,94	4,45	8,3								1:0,7:5,1:10		104	14,40	16
17	1	0,4	4,5	8,3				1:0,3:5,2:10						102	12,70	17
18	1		4	8	1:4,5:9									88	11,80	18
19	1	0,7	7	14						1:0,52:7,9:15,8				80	10,25	19
20	1		3,5	7			1:4:8							76	11,70	20
21	1	1	10	17									1:0,75:11,2:19,2	65	9,70	21

Tabelle 8.

Es ist gerechnet mit der Frachtbasis Duisburg und
Portlandzement = 445 M/10 t; Traß (gesackt) *) = 224 M + 66 M Fracht,
Hochofenzement = 380 ,, (Werk Kruft) = 290 M/10 t,
Kies = 3 M/m³; Sand = 5,4 M/m³.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Lfde. Nr. der Tabelle 7	Mischungsverhältnis nach Raumteilen				Baustoffbedarf für 1 m³ gestampften Beton: Zement	Traß	Sand	Kies	Preise der Anteile in Mark				Materialpreis für 1 m³ Beton
	P	Tr	S	K	kg	kg	lit	lit	P	Tr	S	K	M/m³
2	1		1,75	3,5	345		450	900	15,35		2,43	2,70	20,50
4	1	0,4	2,15	4,15	286	86	460	890	12,75	2,50	2,50	2,67	20,40
6	1	0,7	3	7	180	93	400	950	8,0	2,70	2,16	2,85	15,70
7	1	0,5	3,5	6	192	72	500	850	8,50	2,08	2,70	2,55	15,85
8	1	0,94	2,95	6	206	146	445	905	9,15	4,22	2,40	2,73	18,50
9	1	0,8	4	8	152	90	450	900	6,75	2,61	2,43	2,70	14,50
11	1	1	5	8,5	134	100	500	850	5,95	2,90	2,70	2,55	14,10
12	1		3	6	200		450	900	8,90		2,43	2,70	14,05
13	1	0,4	3,4	5,8	197	58	500	850	8,75	1,68	2,70	2,65	15,70
14	1	1	6	9	120	90	540	810	5,35	2,60	2,93	2,43	13,30
16	1	0,94	4,45	8,3	142	100	470	880	6,30	2,90	2,54	2,64	14,40
17	1	0,4	4,5	8,3	142	42	475	875	6,30	1,22	2,56	2,63	12,70
18	1		4	8	150		450	900	6,68		2,43	2,70	11,80
19	1	0,7	7	14	86	45	450	900	3,84	1,30	2,43	2,70	10,25
21	1	1	10	17	67	50	500	850	2,98	1,45	2,70	2,55	9,70
	H_1		S	K	kg		lit	lit	H_1		S	K	M/m³
1	1		1,75	3,5	345		450	900	13,10		2,43	2,70	18,25
3	1		2,6	3,5	295		575	775	11,20		3,10	2,33	16,65
15	1		3,5	7	172		450	900	6,55		2,43	2,70	11,70
	H_2		S	K	kg		lit	lit	H_2		S	K	M/m³
5	1		1,75	3,5	345		450	900	13,10		2,43	2,70	18,25
10	1		2,6	3,5	295		575	775	11,20		3,10	2,33	16,65
20	1		3,5	7	172		450	900	6,55		2,43	2,70	11,70

*) Traß unverpackt kostet 180 M/10 t ab Werk Kruft. Die Genauigkeit der Berechnung ist die des Rechenschiebers.

Nur die Mischungen aus Portlandzement ohne Traßzusatz, aus Hochofenzement 2 (H_2) und alle Mischungen aus Portlandzement mit 0,3 und 0,7 bis 0,75 Traßzusatz (nach Gewichtsteilen) sind teurer als Mischungen aus Portlandzement mit 0,4 bis 0,6 Traßzusatz. Verhältnismäßig am billigsten sind Mischungen aus Hochofenzement 1 (H_1) besonders bei satten Mischungen. Bei zunehmender Magerung (1 H_1 : 4 S : 8 K) ist ein Unterschied gegenüber Mischungen aus Portlandzement mit 0,5 Traßzusatz nicht mehr festzustellen. Die gegenseitigen Beziehungen sind aus Abb. 14 ersichtlich. Auf ihr sind die Festigkeiten in kg/cm², die Einheitspreise, die Zement- und Traßmenge für 1 m³ fertigen Beton dargestellt worden. Da die Festigkeiten nahezu stetig abnehmen, so konnte auch eine Kurve der günstigsten Einheitspreise gezeichnet und aus ihr die günstigsten Mischungen gefunden werden.

Abb. 14. Ermittlung wirtschaftlicher Betonmischungen.

Im vorstehenden ist gezeigt worden, welche Bedeutung der Traß bei der Betonherstellung, nicht nur wegen seiner günstigen Eigenschaften für den Schutz von Betonbauwerken gegen chemische Angriffe, sondern auch welche Bedeutung er in wirtschaftlicher Beziehung dadurch hat, daß man bei Verwendung von Traß an Zement sparen kann. Auf der anderen Seite hat es sich aber gezeigt, daß bestimmte Hochofenzementsorten einen mindestens ebensoguten Schutz gegen sulfathaltige Wässer bieten, und daß sie sogar Zementtraßbeton bei bestimmten Mischungsverhältnissen wirtschaftlich überlegen sind. Die große Ausbreitung der Betonbauweise hat dazu geführt, die zu verwendenden Baustoffe immer mehr zu verbessern, die Festigkeiten durch Verwendung hochwertiger Zemente und durch Herstellung des absolut dichtesten Gefüges durch geeignete Korngrößenzusammensetzung von Sand und Kies wesentlich zu erhöhen. Die Erfindung des Schmelzzementes hat ganz neue Perspektiven nicht nur für eine schnellere und damit wirtschaftlichere Bauweise, sondern auch für seine Verwendung von Beton bei Bauwerken, die durch aggressive Grundwässer, Abwässer u. dgl. gefährdet sind, eröffnet. Die sogenannten „hochwertigen" Zemente nähern sich nur in der Festigkeit den Schmelz-(Tonerde-)Zementen, in bezug auf Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einwirkungen können sie aber keineswegs den Schmelzzementen an die Seite gestellt werden, da „hochwertige" Zemente chemisch betrachtet nichts anderes sind als die bisherigen Portlandzemente und daher ebensowenig widerstandsfähig gegen chemische Angriffe sind. Diese, bei Vergleich mit Schmelzzementen vorhandenen Unvollkommenheiten des Portlandzementes bezüglich seiner geringen Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe auszugleichen, dazu ist Traß nach den bisherigen Versuchen nur im beschränkten Maße geeignet. Es scheint aber nach neueren Forschungen nicht ausgeschlossen, die Wirkung des Trasses verstärken zu können.

Es ist bekannt, daß die Wirkung des Traßzusatzes zum Portlandzement auf der Reaktion mit dem beim Abbindeprozeß frei werdenden Kalk beruht, wodurch das Mörtelgefüge verdichtet und derjenige Stoffbestandteil, der bei chemischen Angriffen eine besonders verhängnisvolle Rolle spielt, nämlich der freie Kalk, unschädlich gemacht wird. Die Aufmerksamkeit der Betonbaukreise ist daher in zunehmendem Maße auf diesen wertvollen Bindemittelhilfsstoff gerichtet. In seinen verschiedenen Traßlagerstätten besitzt Deutschland, namentlich das Rheinland, einen wertvollen Baustoff, dessen Verwendungsmöglichkeiten gewiß noch nicht erschöpft sind. Diese Möglichkeiten zu finden, dürfte für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Portlandzement, der in seinen Eigenschaften dem Tonerdezementbeton nahekommt, wünschenswert sein.

Wie bei jedem Naturgestein, so ist auch beim Traß anzunehmen, daß seine Zusammensetzung in verschiedenen Lagen und Bänken verschieden ist, und daß er vermutlich auch lagenweise mehr oder weniger wirksame Bestandteile enthält. Auch das örtliche Vorkommen bedingt verschiedene Zusammensetzungen. Bekanntlich ist die Begriffserklärung für Traß[7]: „Feingemahlener, vulkanischen Auswurfsmassen entstammender Tuffstein, sofern das Steinmehl nach Mischung mit Kalkhydrat ein an der Luft und unter Wasser erhärtendes Bindemittel ergibt". Er soll ferner nach den „Grundsätzen" nicht unter 7 vH Hydratwasser enthalten und auf einem Sieb von 900 Maschen auf 1 cm² nicht mehr als 20 vH Rückstand aufweisen. Die Zugfestigkeit eines Mörtelkörpers aus 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Kalkteig (Normenkalk) und 1 Raumteil Sand (Normensand) soll nach 28 Tagen Erhärtung — 3 Tage in feuchter Luft, 25 Tage in Wasser — mindestens 14 kg/cm² betragen, die Druckfestigkeit mindestens 70 kg/cm².

Der Gehalt des Trasses an „aufschließbarer" Kieselsäure hat ihn zu einem außerordentlichen wertvollen Zuschlag zu Zement oder Kalk werden lassen; man kann bekanntlich einen nur an der Luft erhärtenden Mörtel durch Zusatz von Traß „hydraulisch", d. h. unter Wasser erhärtend machen. Wenn festgestellt werden könnte, welcher Anteil der Kieselsäure hierbei der wirksame wäre, so würde man durch Ausscheidung der mehr oder weniger unwirksamen Bestandteile den Traß „hochwertiger" machen können. Diese „Hochwertigkeit" würde sich vielleicht noch steigern lassen durch den Grad der Mahlfeinheit und durch die Auswahl von Traßgestein mit besonders hohem Gehalt an Hydratwasser (chemisch gebundenes), da nach den „Traßnormen" anzunehmen ist, daß sowohl die Mahlfeinheit als auch der höhere Gehalt an Hydratwasser für die Güte des Trasses mit entscheidend ist.

In den letzten Jahren sind, wie wir sahen, zahlreiche Versuche angestellt worden, um ein möglichst günstiges Anteilsverhältnis zwischen Zement und Traß bei den verschiedenen Mischungsverhältnissen des Betons zu finden mit dem Ziel, Betonzerstörungen durch sulfathaltige Wässer unmöglich zu machen. Es genügt aber offenbar nicht, um Traß wirklich zweckentsprechend zu verwenden, allein ein günstiges Anteilverhältnis für Traß durch Versuche zu bestimmen und den Traß auf seine Normenmäßigkeit zu untersuchen, man muß den jeweils zur Verwendung bestimmten Traß und zugleich auch den Zement, mit dem er gemischt werden soll, auf ihre besonderen chemischen Zusammensetzungen und Eigenschaften prüfen.

Vorschläge zur Erforschung des Trasses für seine Verwendung im Bauwesen hat nun vor kurzem Dr. H. Bach[8]), Oberchemiker der Emschergenossenschaft, gemacht. Er kommt zu dem Ergebnis, daß die Normenprüfung für die Bewertung des Trasses nicht ausreicht und schlägt statt dessen eine chemisch-physikalische Prüfung vor, die sich auf die Mahlfeinheit, den Hydratwassergehalt, Zeolithkieselsäure, Tonerde und Eisenoxyd-, Kalk- und Magnesiumgehalt erstrecken müßte. Er hat durch verschiedene Verfahren die wertvollen Bestandteile im Traß nachzuweisen versucht und gibt an, wie sich dies ohne die lange Zeit in Anspruch nehmenden Festigkeitsprüfungen nach der „Normenprüfung" schnell feststellen läßt.

Wenn künftig der auf der Baustelle angelieferte Traß auf seine wertvollen Bestandteile und bezüglich seiner Eigenschaft als hydraulischer Zuschlag geprüft ist, wird man ihn nicht wie bisher nach Raum- und Gewichtsteilen dem Betongemisch zusetzen, sondern man wird auf Grund der chemischen Untersuchung sagen können, welche Menge des angelieferten Trasses dem Portlandzement zugesetzt werden muß, um den Traß beim Abbinden möglichst vollständig mit dem Bindemittel in Reaktion zu bringen.

Die Mischungsanweisung würde demnach künftig z. B. so lauten:

„Zu einem Gewichtsteil Zement mit einem Gehalt von x vH Kalkhydrat sind z Gewichtsteile Hydraulefaktoren, von denen wenigstens $^2/_3$ zeolythische Kieselsäure sein muß, zuzusetzen. Da der untersuchte Traß einen Gehalt von y vH Hydraulefaktoren mit t vH zeolythischer Kieselsäure aufweist, so sind zur Herstellung der Grundmischung w-Gewichtsteile Traß nötig."

Die praktische Durchführung dieser Untersuchungen wird gewiß zunächst manche Schwierigkeiten bereiten. Wenn es aber gelingt, schon im Traßbruch die an wirksamen Bestandteilen reichen Lagen festzustellen, so wird man wesentlich geringere Mengen Traß zu befördern brauchen. Man wird dann auf Grund der chemisch-physikalischen Untersuchung einen Portlandzement-Traß-Beton herstellen können, der fester und gegen chemische Angriffe widerstandsfähiger sein wird. Denn jeder überschüssige Traßzusatz, und solcher mit nur wenig wirksamen Bestandteilen, der beim Abbinden keine Verbindungen eingeht, wird sich ähnlich wie ein Überschuß an ganz feinem Sand im Betongefüge geltend machen, wirkt also nicht nur verteuernd, sondern auch festigkeitsvermindernd.

Es bleibt nun noch übrig, das von Bach vorgeschlagene Untersuchungsverfahren oder ein anderes praktisch anzuwenden und durch vergleichende Festigkeits- und sonstige Untersuchungen zu prüfen. Die Verbreitung und Verwendungsmöglichkeit des Trasses wird selbst dann, wenn künftig das mindere vom hochwertigeren Traßmaterial im Steinbruch getrennt werden müßte, nur noch wachsen, besonders dann, wenn sich die Festigkeitsentwicklung, die bisher bei Traßzusatz langsamer erfolgte, und die Widerstandsfähigkeit gegen sulfathaltige Wässer bei Portlandzementbeton durch geeignete bemessene Traßbeigabe günstiger gestalten läßt.

Dann würde man dem Ziel, dem bisher in vielen Beziehungen überlegenen Schmelzzementbeton einen vielleicht ähnlich festen und widerstandsfähigen Beton aus hochwertigem Zement und hochwertigem Traß an die Seite zu stellen, mindestens nahekommen.

[7]) „Grundsätze für die Prüfung von Traß". Druckschrift Nr. 70 des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik (angenommen auf der Hauptversammlung des Deutschen Verbandes am 27. Januar 1922 in Berlin).

[8]) „Zur Bewertung und Verwendung des Trasses", Mitteilung der Emschergenossenschaft, Essen. Tonindustriezeitung 1924, Nr. 68, 70, 72, 74 und 75.

DIE BEDEUTUNG DER HOCHWERTIGEN ZEMENTE FÜR DIE PRAXIS.

Von Robert Otzen, Geh. Reg.-Rat und Professor, Technische Hochschule Hannover.

(Ergebnisse von Versuchen mit dem Spezialzement der Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalkwerke in Lengerich i. W.)

Das Jahr 1924 wird in der Geschichte der deutschen Beton- und Eisenbetonbauindustrie eine bedeutsame Rolle spielen. Die Grundlagen der Bildung des Betongefüges, die Versteinerungsvorgänge des mit Wasser angemachten Zementes, haben nach Jahrzehnten einer stetigen und zielbewußt geleiteten Periode eines gewissen Beharrungszustandes eine einschneidende Veränderung erfahren. Die Portlandzemente und in ihrem Gefolge die Eisenportland- und Hochofenzemente galten in der Praxis für die Betonfertigung als „Zement" schlechtweg. Die umsichtige, auf wissenschaftlicher Methodik fußende Eigenkontrolle der syndikatmäßig geführten Werke und das in den Betonvorschriften von 1916 ausgesprochene starke Vertrauensvotum der Behörden führten zu einer Art Monopol-

stellung. Die wirtschaftliche Auswertung dieser Sachlage brachte aber auch Gefahren, was bei aller Anerkennung der hohen Leistungen der deutschen Zementindustrie nicht verschwiegen werden kann. Der Verbraucher erhielt nur Gewährleistung für die „Normeneigenschaften", die aber verglichen mit den Durchschnittswerten der Gesamtproduktion nur geringen Anforderungen gerecht werden.

Die Druckfestigkeiten z. B. sind

Normen		Durchschnitt der Portlandzemente 1921	
Wf 7	Wf 28	Wf 7	Wf 28
120 kg/cm²	250 kg/cm²	234 kg/cm²	399 kg/cm²

Oft wurden für die gleiche Baustelle Zemente geliefert, deren Festigkeiten stark schwankten, z. B. in einem vom Verfasser untersuchten Falle Fabrikate mit min. 252 kg/cm², max. 553 kg/cm² Festigkeit. In Wirklichkeit waren also sog. hochwertige Zemente schon seit langem auf dem Markt, sie liefen aber alle unter der Flagge „normaler Portlandzement". Hier hatte sich ein volkswirtschaftlicher Schaden entwickelt, der seinen Ursprung in der wirtschaftlichen Ausnutzung einer Monopolstellung hatte.

Der neue Impuls, den das Jahr 1924 brachte, liegt nicht allein in dem Bekanntwerden ausländischer Zementarten mit hohen Endfestigkeiten. Das rekordmäßige Hochtreiben einer Eigenschaft — der Druckfestigkeit, die von der Durchschnittspraxis meist ganz allein bewertet wird, — ist eine Einseitigkeit, die bekämpft werden muß. Die Anregung zu einer fast fieberhaften Arbeit in Laboratorien und Betrieben gab die hohe Anfangsfestigkeit. Als stärkste Triebkraft im Wettbewerb wirkte die Leistungsfähigkeit des sog. französischen Schmelzzementes — auch Alzement oder Bauxitzement genannt —, der nach 2 Tagen bereits Festigkeiten aufwies, wie sie Portlandzemente oft erst nach 28 Tagen erreichten. Hier eröffneten sich für die wirtschaftlichen Probleme der Baupraxis und der Zementwaren-Industrie infolge der frühen Entschalungsmöglichkeiten ungeahnte Aussichten.

Die Berichte über die neuen Zemente und die Abhandlungen über Wert und Unwert sind zahlreich. Ein kurzer Auszug der wichtigsten Arbeiten möge hier folgen.

Literaturverzeichnis.

I. Beton und Eisen 1924.

Heft 2, S. 22—23: F. v. Emperger, „Vergleichsversuche mit hochwertigen Zementen".
Heft 6, S. 61—63 u. 8, S. 89—92: G. Rüth, „Versuche über die Verwertung hochwertigen Portlandzements in der Praxis".
Heft 10, S. 129—130: Betr. Wickingschen hochwertigen Zement.
Heft 10, S. 131: Betr. Hochwertige Zemente in Schweden.
Heft 12, S. 165—166: Betr. Hochwertige österreichische Portlandzemente.
Heft 16, S. 213—217: G. Rüth, „Weitere Versuche und praktische Bauausführungen mit hochwertigem Portlandzement".
Heft 18, S. 251: Betr. Einjährige Erfahrungen mit Schmelzzement bei der Boston-Hochbahngesellschaft.
Heft 20, S. 276: Schreiben des Verkehrsministers an die Ressortbehörden betr. aufmerksame Beachtung der Verwendung hochwertigen Zements und Berichterstattung darüber.
Heft 21, S. 281—283: K. Bonn, „Versuche mit hochwertigen Zementen".
Heft 21, S. 288—289: Hochwertige deutsche und ausländische Portlandzemente, nach Artikel von Dr. Karl Biehl in Tonind.-Zeitung 1924 betr. Schweizer Holderbankzement und drei deutsche hochwertige Portlandzemente.
Heft 23, S. 322: Kleinlogel, „Erfahrungen mit hochwertigem Zement für Pfähle".

II. Der Bauingenieur 1924.

Heft 5, S. 110—116: A. Hummel, „Über Volumenveränderungen, die Festigkeit und die Wasserdichtigkeit von Beton bei Verwendung von Portlandzement und dem hochwertigen Tonerde-Zement".
Heft 7, S. 179—180: L. Zimmermann, „Die französischen Zemente mit hohem Tonerdegehalt".
Heft 7, S. 193—199: G. Rüth, „Versuche über die Verwertung hochwertigen Portlandzementes in der Praxis".
Heft 14, S. 438—442: W. Petry, „Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Verwendung hochwertiger Zemente mit besonderer Berücksichtigung des Schmelzzements".
Heft 20, S. 679: Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 19. 8. 24 — W. I. T. 3. 137 — betr. die Verwendung von hochwertigem Zement.
Heft 21, S. 717: Betr. Einwirkung des Frostes auf Tonerdezement, Bericht nach Engineering News-Record 1924, Vol. 92, Nr. 23, S. 983.
Heft 23, S. 786—788: G. Rüth, „Weitere Versuche und praktische Bauausführungen mit hochwertigem Portlandzement".

III. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924.

Heft 23, S. 187—189: Dr. S., Bericht in „Teknisk Ukeblad" 1923, Nr. 16—19 über Vortrag am 2. 2. 23 betr. „Ciment fondu" (sogen. Schmelzzement).
Heft 38, S. 330: Betr. Verwendung hochwertigen Zements.

IV. Die Bautechnik 1923.

Heft 46, S. 457: „Zemente mit hohem Aluminiumgehalt".

V. Wochenschrift „Zement" 1924.

Heft 4, 5, S. 27 u. 39: Dr. Grün, „Hochwertige Zemente".
Heft 12, S. 111: Dr. Haegermann, „Hochwertiger Portlandzement".
Heft 16—19, S. 160: Gehler, „Hochwertige Zemente".
Heft 24, S. 274: Dr. Zimmermann, „Tonerdereicher Elektrozement".
Heft 26, S. 301: Dr. H. Müller, „Hochwertiger Zement und Betonfestigkeiten".
Heft 28, S. 331: Wernekke, „Schmelzzement bei niedrigen Wärmegraden".
Heft 30, S. 349: Dr. Strebel, „Hochwertiger Zement und Betonfestigkeit".
Heft 33, S. 385: Dr. Biehl, „Hochwertiger Zement und Betonfestigkeiten".
Heft 33, 34, S. 386 u. 399: W. Dyckerhoff, „Zur Petrographie der tonerdigen Schmelzzemente".
Heft 35, 47, S. 415 u. 591: Dr. Gaßner, „Mitteilungen über die französischen Tonerdezemente".
Heft 38, S. 461: „Erlaß, betr. die Verwendung von hochwertigem Zement".
Heft 40, S. 481: Dr. Dahlke, „Hochwertiger Zement und Betonfestigkeit".
Heft 44, S. 544: „Zemente mit hohen Anfangsfestigkeiten".
Heft 45, S. 555: Dr. Haegermann, „Über den gegenwärtigen Stand der hochwertigen Portlandzemente in Deutschland".

Das natürliche Ergebnis dieser Vorgänge war eine stark[e] Nachfrage nach diesen „hochwertigen Zementen", unter dene[n] zunächst in erster Linie solche mit hoher Anfangsfestigkeit ver[-] standen werden. Als wichtigste Forderungen der Baupraxi[s] sind aufzustellen:

1. die baldige klare Definierung der Zemente — d. h. ein[e] Spezialisierung des Baustoffes Zement, der im Stande de[r] jetzigen Fertigungsmethoden kein Einheitsbegriff mehr is[t] und ebenso wie Eisen und Stahl — oder wie etwa die ge[-] brannten Steine — eine große Zahl von Varianten hat[,]
2. die Durchführung von praktisch verwertbaren Versuchen[,] die Bauherren und Unternehmern das Vertrauen zu de[n] neuen Bindemitteln stärkt.

Im Sinne der zweiten Forderung sind die Arbeiten ein[-] geleitet, über deren erste Ergebnisse hierunter kurz berichte[t] werden soll. Dabei ist der Grundsatz verfolgt, durch Paralle[l-] untersuchungen von normalem Handelszement und dem mi[r] zur Verfügung gestellten Wickingschen Spezialzement de[r] Baupraxis ein anschauliches Bild der Leistungsfähigkeit de[s] neuen Bindemittels zu liefern.

I. Versuchsprogramm.

Das Programm zerfällt in zwei Teile.

A. Vorversuche an kleineren Probekörpern, deren Behand[-] lung in den üblichen Prüfungsmaschinen möglich ist.

B. Hauptversuche an großen Bauobjekten.

Um weitere Vergleichswerte zu gewinnen, sind Abmessun[-] gen und Herstellungsweise der Probekörper soweit als möglic[h]

den Anordnungen der Rüthschen Versuche (Zeitschrift Beton und Eisen 1924, Heft 6, 8 u. 16) angepaßt. Die Ausführung erfolgte baustellengemäß, damit die Schlußfolgerungen nicht dem Vorwurf ausgesetzt werden können, daß laboratoriumstechnische Sorgfalt und Versuchserfahrung die Ergebnisse in günstigem Sinne färben. Aus dem umfangreichen Material sind hier nur die wesentlichen Endergebnisse kurz zusammengestellt.

I. Vorversuche.

Der Aufbau der Versuchsreihen geht aus von einer Wiederholung der von Rüth, veröffentlichten Versuche mit dem Zwecke, zunächst einen Vergleichsmaßstab zu gewinnen. Dieser Plan ist erweitert durch Ausführung von Parallelversuchen mit üblichem Handelszement und verschiedenen Kiessorten.

Als Probekörper sind für die Betonprüfung verwendet: Würfel 20/20 cm, Platten nach Abb. 1, Balken ohne und mit Aufbiegungen nach Abb. 2.

Zum Vergleich sind herangezogen:

Zemente: Handelszement (H.Z.) — Spezialzement Wicking (W.Z.) —

Kies: Normalkies (N.K.) — Spezialkies (S.K.)

Beton: Handelszement und Normalkies (H.Z. + N.K.)
Wickingzement und Normalkies (W.Z. + N.K.)
Wickingzement und Spezialkies (W.Z. + S.K.).

Rohstoffe.

a) Zemente.

H.Z. — Handelszement. Normenprüfung bestanden.
Wf. 7 — 164,9; Wf. 28 — 284,4 kg/cm² (kombinierte Lagerung).

W.Z. — Spezialzement. Normenprüfung bestanden.
Wf. 7 = 450,4; Wf. 28 = 623,6 kg/cm² (kombinierte Lagerung). Im Schaubild 3 sind die Festigkeitskurven eingetragen. Die Prüfung des Spezialzementes (Probe A) begann nach 4 wöchentlicher Lagerung.

Abb. 1. Versuchsplatte.

Abb. 2. Versuchsbalken.

b) Kies.

N.K. = Normalkies ist reiner Leinesand.

S.K. — Spezialkies ist ein Gemenge von $^2/_3$ Basaltsplitt, gewaschen, + $^1/_3$ scharfem reinen Leinesand.

Diese Zusammensetzung ergab in leicht eingerüttelten Zustand das Maximalraumgewicht von 1,745 und den Minimalhohlraum von 15,1 vH.

c) Wasser.

Verwendet wurde Leitungswasser mit der durchschnittlichen Temperatur von 14° C.

d) Eisen.

Normales Handelsflußeisen.

Herstellung der Beton-Probekörper.

Mischungsverhältnis 1 : 5,5 in Rtl., Wasserzusatz rd. 14 vH Rtl., Konsistenz weich, baustellengerecht, Konstistenzziffer nach Maßgabe des amerikanischen Slumptest-Verfahrens rd. 140.

Abb. 3. Zementfestigkeiten.

Benutzt wurden hölzerne gehobelte Formen. Die Einfüllung erfolgte ohne Verdichtung mit regelmäßigem, leichtem Abklopfen der Wandungen. Entschalung nach 24 Stunden. Lagerung unter feuchten Tüchern in einem Keller-Lagerraum, der eine konstante Temperatur von 14—15° C hat.

Die Versuche.

Die Platten und Balken wurden in einer Pohlmeyer-Biegemaschine bis zum Bruch belastet. Dieser Auszug enthält nur die Bruchlasten und die daraus folgenden Betondruck- und Schubspannungen, die in Zahlentafel 1 übersichtlich zusammengestellt sind. Dabei sind von den Parallelversuchen bei Handelszement-Beton die höchsten, bei Wickingzement-Beton die niedrigsten Werte eingetragen.

Die Zerstörung erfolgte bei den Platten und den Balken mit Aufbiegungen durch Überwinden der Druckfestigkeit, bei den Balken ohne Aufbiegungen durch Überwindung der Zugfestigkeit. (Hauptzugspannung-Schrägrisse.)

Zahlentafel 1. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

Probekörper	Alter	2 Tage			7 Tage		
	Zement	H.Z.	W. Z.	W. Z.	H.Z.	W. Z.	W. Z.
	Kies	N. K.	N. K.	S.K.	N. K.	N. K.	S.K.
Würfel 20/20	Druckfestigkeit kg/cm²	21,0	53,7	68,3	35,2	123,5	148,5
Platten Abb. 1	Bruchlast kg	80	380	470	250	1440	1060
	Betondruckspannung kg/cm² .	18,5	90,0	111,5	59,2	342,0	250,0
Balken ohne Aufbiegungen Abb. 2	Bruchlast kg	300	1300	1980	740	3200	2560
	Betondruckspannung kg/cm² .	14,5	62,8	95,6	35,8	154,8	123,8
	Schubspannung kg/cm²	1,37	5,42	9,02	3,38	14,6	11,68
Balken mit Aufbiegungen Abb. 2	Bruchlast kg	470	2600	2700	1160	5900	6100
	Betondruckspannung kg/cm² .	22,7	125,7	130,5	56,0	285,0	296,4
	Schubspannung kg/cm²	2,15	11,8	12,3	5,28	26,9	27,8

Zusammenfassung.

Um eine anschauliche Übersicht der Versuchsergebnisse zu ermöglichen, sind in Schaubild, Abb. 4 die Werte zeichnerisch aufgetragen. In Heft 16 der Zeitschrift „Beton und Eisen" gibt Professor Rüth die Kurven der Bruchbelastungen der von ihm untersuchten Kontrollbalken.

Der Querschnitt (Abb. 5) ist etwas abweichend von dem der hier untersuchten Balken. Zahlentafel 2 enthält die Vergleichswerte. Der Abstand der Eiseneinlagen ist für beide Querschnitte gleich zu 1,5 cm angenommen.

Abb. 4. Vergleichswerte.

Zahlentafel 2. Vergleichswerte.

Werte	Rüthsche Kontrollbalken	Versuchsbalken
Betonquerschnitt	15,12 cm	10,15 cm
Eiseneinlagen	5,65 cm²	3,14 cm²
Lage der Nullinie	6,62 cm	7,53 cm
Trägheitsmoment J	2728 cm⁴	3090 cm⁴
Widerstandsmoment W	412 cm³	410 cm³
Moment Mc	42,5 P/2 cmkg	40 P/2 cmkg
Betondruckspannung	0,052 P kg/cm²	0,049 P kg/cm²
P für σ = 40 kg/cm²	770 kg	818 kg
Betonschubspannung	P/220 kg/cm²	P/210 kg/cm²
P für τ = 4 kg/cm²	880 kg	840 kg

Die Werte liegen so nahe beieinander, daß bei Beachtung der gemachten Annahmen ein Vergleich der Ergebnisse möglich ist.

Die Zahlen der Rüthschen Veröffentlichung für die

Serie IV A. Mischung 1 : 5; Konsistenzziffer K = 148 (weich)
Serie III A. „ 1 : 6; „ K = 148 „

sind in Zahlentafel 3 gegeben und für den Vergleich mit der Versuchsmischung 1 : 5,5 gemittelt.

Zahlentafel 3.
Bruchlasten der Rüthschen Kontrollbalken.

Mischung	3 Tage kg	5 Tage kg	7 Tage kg
1 : 5	3440	4450	4980
1 : 6	2150	3220	3860
1 : 5,5	2795	3835	4420

Das Schaubild 5 zeigt, daß die volle Bauwerksbeanspruchung von 40 kg/cm² bereits am zweiten Tage bei den mit Aufbiegungen bewehrten Balken durch die tatsächlichen Spannungen weit überschritten ist. Der Unterschied zwischen dem Ergebnis der vorliegenden und der Rüthschen Versuche erklärt sich aus der Verschiedenheit der Rohstoffe und der Querschnittsform.

Abb. 5. Rüth'scher Kontrollbalken.

II. Die Hauptversuche.

Als Probekörper sind Rippenbalkendecken gewählt mit den Abmessungen der Abb. 6, die der Bauart der von Rüth untersuchten Decke genau entsprechen.

Abb. 6. Probedecke.

Rohstoffe.

a) Zement.

H.Z. = Handelszement (Probe B). Normenprüfung bestanden. Wf. 7 = 208,5; Wf. 28 = 358,1 kg/cm², kombinierte Lagerung.
W.Z. = Spezialzement Wicking (Probe B). Normenprüfung bestanden:
Wf. 2 = 253,4; Wf. 3 = 367,0; Wf. 7 = 502,0; Wf. 14 = 590,5; Wf. 28 = 652,2 kg/cm² (kombinierte Lagerung). (s. Abb. 3.)

b) Kies.

Der Kies (gewaschener Leinekies ohne Splittzusatz) hatte folgende Körnung (Gewtl.): 66,1 vH < 7 mm; 20,6 vH < 15 mm; 10,3 vH > 15 mm Wassergehalt 3 vH. Raumgewicht des Kieses leicht eingerüttelt: r = 1,650.

c) Wasser.

Das Wasser wurde der städtischen Wasserleitung entnommen. Durchschnittstemperatur 15° C.

d) Eisen.

Das Handelsflußeisen zeigte folgende Festigkeiten und Dehnungen:

Eisen ∅ mm	Streckgrenze kg/cm²	Zugfestigkeit kg/cm²	Dehnung vH
14	3280	3870	29
14	3280	3900	30
12	3760	4520	22
6	3910	4810	19

Betonierung.

Mischungsverhältnis 1 : 5,5 in Rtl. = 312 kg Zement auf 1 m³ Beton. Wasserzusatz rd. 14 vH Rtl. Konsistenz weich baustellengerecht, Konsistenzziffer nach Maßgabe des amerikanischen Slumptest-Verfahrens = 140.

Einfüllen ohne Verdichtung, Verteilung der Betonmasse durch Stochern und einmaliges Abklopfen der Schalungen. Die ungehobelte Schalung wurde zur Erzielung einer glatten Außenhaut mit Papier belegt, um die Beobachtung der Rißbildung zu erleichtern. Sie wurde nicht genäßt. Die Absaugungswirkung der Schalung war nach Durchfeuchtung des Papiers de

einer guten angenäßten Schalung gleich, was durch einen Vorversuch festgestellt wurde. Abb. 7 zeigt die beiden Decken vor und nach der Betonierung. Die Temperatur ist durch Termographen während der Versuchsdauer gemessen. Mittel 6,5° C. Der Versuchsraum (Halle mit 10 m Höhe) ist sehr feucht.

Abb. 7. Betonierung der Decken.

Durchschnittliche Luftfeuchtigkeit 94 vH. Es lagen also die Witterungsverhältnisse eines kühlen und feuchten Herbsttages vor.

V e r s u c h s a n o r d n u n g (Wicking-Spezial-Zement).

Die Entschalung erfolgte so, daß genau nach 48 Stunden jede Stützung beseitigt war. Die Versuchsanordnung ist in Abb. 8 und 9 dargestellt. Als Belastungsmaterial wurden Mauerziegel gewählt, um ein allmähliches Anwachsen der

Abb. 8. Versuchsanordnung.

Last und gleiche Lastverteilung zu erzielen. Die Aufsichtsfläche war in 12 Felder geteilt mit Querfugen von je 4 cm (Abbildung 8). Auf 1 m² wurden hochkant 56 Steine in 4 Reihen zu 14 Steinen gesetzt. Die Steine hatten außer den Querfugen genügend Spielraum unter sich ($100 - 14 \cdot 6,5 = 9$ cm). Das Durchschnittsgewicht eines Steines betrug 3,25 kg. Also war das Gewicht einer Hochkantschicht: $56 \cdot 3,25 \cdot \frac{100}{104} = 175$ kg/m². Auf jeden m² Grundfläche wurden dann 15 l Sand mit 25 kg Gewicht ausgebreitet. Damit beträgt das Einheitsgewicht jeder Laststufe 200 kg/m². Auf der Sandschicht ließ sich die nächste Steinschicht gut aufpacken.

Die Messung der Durchbiegungen erfolgte in der Mitte und beiderseits in 1,04 m Abstand in den Querfugen mit der

Abb. 9. Versuchsanordnung.

Einheit $\frac{1}{1000}$ cm. Aufbringen einer Laststufe einschl. Ablesen, Photographieren usw. erforderte rd. 30 min, so daß 9 Laststufen $p = 1800$ kg/m² innerhalb von $4\frac{1}{2}$ Stunden aufgebracht waren.

V e r s u c h s e r g e b n i s (Wicking-Spezial-Zement).

Der hauptsächliche wirtschaftliche Vorteil des hochwertigen Zementes liegt in der Möglichkeit früher Ausschalung, solange noch die für die Eigenschaften der Normalzemente zugeschnittenen Querschnittsformen der Eisenbetonkonstruktionen die Bauweise beherrschen. Der Versuch von Rüth hatte nachgewiesen, daß die gewählte Decke von normalem Querschnitt bei Verwendung hochwertigen Zementes am zweiten Tage bereits

Abb. 10. Belastung 1800 kg/m² nach 2 Tagen.

die dreifache Nutzlast ($p = 1500$ kg/m²) und am dritten Tage die vierfache Nutzlast ($p = 2000$ kg/m²) zu tragen imstande war.

Zunächst galt es also diese Erfahrung zu erweitern. Daher wurde die Wicking-Spezial-Zementdecke, die am 29. 11.

Abb. 11. Durchbiegungen. (Wicking-Zement-Decke)

24 von 8 bis 11 Uhr morgens betoniert war, am 1. 12. 24 um 11 Uhr vorm. beginnend in Stufen von 200 kg/m² in ununterbrochenem Fortschritt solange belastet, bis die Formänderungen von dem gesetzmäßigen Verlauf abwichen. Abb. 10 zeigt die Belastungsstufe $p = 1800$ kg/m². Die Ergebnisse der Messungen sind in Zahlentafel 4 zusammengestellt und im Schaubild (Abb. 11) veranschaulicht.

Bei $p = 1950$ kg/m², also nahe an der Grenze der vierfachen Nutzlast, zeigten die Apparate den Eintritt der Streckgrenze der Eiseneinlagen an. Der Beton hatte in diesem Augenblick ein Alter von 53 Stunden. Die rechnerische Eisenspannung beträgt bei dieser Belastung $\sigma_e = 3300$ kg/cm². Nach den Ergebnissen der Eisenprüfung (s. unter II, d) mußte die Grenze der Tragfähigkeit hier erwartet werden. Daher wurde die Belastung sofort auf die letzte Laststufe $p = 1800$ kg/m² vermindert. Der Einfluß der Überschreitung der Streckgrenze hörte damit wieder auf.

Am 2. 12. 24, vormittags 11 Uhr, also im Alter von 72 Stunden, wurde die Last wiederum erhöht. Sie konnte auf die volle vierfache Nutzlast ($p = 2000$ kg/m²) gebracht werden, ohne daß das am Tage vorher eingetretene Fließen sich bemerkbar machte. Die Zerstörung der Decke durch weitere Belastung herbeizuführen, wäre zwecklos gewesen, da sie keinen Maßstab für die Leistungsfähigkeit des Betons ergeben hätte, sondern als Folge der Überschreitung der Eisenstreckgrenze, die nahezu erreicht war, eintreten mußte. Sie wurde auch unterlassen, weil mit der Platte der Rippendecke noch die weiter unten beschriebenen Ergänzungsversuche durchgeführt werden sollten. Daher wurde in der gleichen Laststufenfolge die Entlastung vorgenommen. Die Rückbildung der Formänderungen ist in Zahlentafel 4 und Schaubild (Abb. 11) dargestellt. Das Endergebnis ist eine bleibende Formänderung von 34,2 vH der größten beobachteten Gesamtdurchbiegung. Die Vorschriften von 1916 § 12 fordern bei einer Probebelastung von anderthalbfacher Nutzlast ($p = 750$ kg/m²) die Innehaltung von 25 vH.

Die Erfahrungen, die bei den Rüthschen Versuchen gemacht sind, finden also auch bei Verwendung des Wicking-Spezial-Zementes nicht nur ihre volle Bestätigung, sondern noch die Erweiterung, daß bereits im Alter von 52 Stunden die 3,6 fache Nutzlast getragen wurde. Die Durchbiegung nahm während 20 stündiger Dauer dieser Belastung bis zur 72. Stunde nur um 30/1000 cm zu.

Zahlentafel 4. Durchbiegungen.

Stufe	Lasten		Alter			Durchbiegungen in cm/1000						Bemerkungen
	Einheit	Gesamt				links		Mitte		rechts		
Nr.	kg/m²	kg	Tage	Stunden	Minuten	Δ	∑ Δ	Δ	∑ Δ	Δ	∑ Δ	
						Belastung.						
0	0	0	2	0	0	—	—	—	—	—	—	
1	200	1 920	2	0	15	96	96	136	136	96	96	
2	400	3 840	2	0	35	126	222	170	306	132	228	
3	600	5 760	2	1	05	134	356	174	480	139	367	
4	800	7 680	2	1	25	140	496	173	653	138	505	
5	1000	9 600	2	1	50	148	644	181	834	143	648	
6	1200	11 520	2	3	00	147	791	194	1028	160	808	Erste Risse in Balkenmitte
7	1400	13 440	2	3	15	174	965	207	1235	152	960	
8	1600	15 360	2	3	45	159	1124	199	1434	155	1115	
9	1800	17 280	2	4	25	174	1298	216	1650	177	1292	Bei $p = 1950$ kg/m² Beginn des Fließens
10	2000	19 200	3	1	20	711	2009	866	2516	714	2006	
						Entlastung.						
10	2000	19 200	3	4	25	—	2009	—	2516	—	2006	
9	1800	17 280	3	4	40	— 40	1969	— 34	2482	— 35	1971	
8	1600	15 360	3	4	55	— 70	1899	— 12	2470	— 72	1899	
7	1400	13 440	3	5	10	— 87	1812	— 110	2360	— 83	1816	
6	1200	11 520	3	5	25	— 106	1706	— 130	2230	— 97	1719	
5	1000	9 600	3	5	35	— 124	1582	— 146	2084	— 118	1601	
4	800	7 680	3	5	45	— 97	1485	— 124	1960	— 102	1499	
3	600	5 760	3	5	55	— 115	1370	— 138	1822	— 117	1382	
2	400	3 840	3	6	05	— 110	1260	— 140	1682	— 111	1271	
1	200	1 920	3	6	10	— 115	1145	— 150	1532	— 122	1149	
0	0	0	3	6	20	— 87	1058	— 145	1387	— 110	1039	
			3	21	40	— 42	1016	— 27	1360	— 20	1019	

Kritik des Ergebnisses.

Die den Eisenbetonbau beherrschende Querschnittform des Plattenbalkens ist bei dem Rüthschen Versuch zur Ausführung gekommen, obgleich sie für die Beurteilung der Druckfestigkeit des Betons aus hochwertigem Zement keine günstige Grundlage bietet. Wenn sie auch für die hier besprochenen Versuche gewählt ist, so war der Wunsch, einen unmittelbaren Vergleichsmaßstab zu haben, dafür maßgeblich. Die Tatsache, daß eine Decke mit 4,80 m Spannweite aus Beton mit Spezialzement bereits nach 2 Tagen mit 3,6 facher Nutzlast beansprucht werden kann, ohne in ihren Deformationen die gesetzmäßigen Grenzen zu überschreiten, ist für die Praxis von großer Bedeutung. Folgendes ist aber zu beachten: Bei der üblichen Berechnungsweise mit n = 15 ohne Rücksicht auf die Betonzugspannungen ergeben sich die in Zahlentafel 5 zusammengestellten Werte.

Zahlentafel 5. Spannungen und Durchbiegungen.

Belastung kg/m²	vielfaches der Nutzlast	Spannungen kg/cm² Betondruck	Spannungen kg/cm² Eisen	Durchbiegungen mm theoretisch	Durchbiegungen mm gemessen
500	1	24	1160	8,33	3,94
1000	2	40	1900	9,87	8,34
1200	2,4	46,4	2196	11,41	10,28
1400	2,8	52,8	2492	12,95	12,35
1600	3,2	59,2	2788	14,49	14,34
1800	3,6	65,6	3084	16,03	16,50
2000	4,0	72,0	3380	17,57	25,16

Abb. 12. Durchbiegung (H. Zen.)

Abb. 13. Handelszement-Decke.

Zahlentafel 6. Durchbiegungen.

Stufe Nr.	Lasten Einheit kg/cm²	Lasten Gesamt kg	Alter Tage	Alter Stunden	Alter Minuten	links Δ	links ∑Δ	Mitte Δ	Mitte ∑Δ	rechts Δ	rechts ∑Δ	Bemerkungen
						Belastung.						
0	0	0	7	0	—	—	—	—	—	—	—	
1	200	1 920	7	0	30	86	86	137	137	96	96	
2	400	3 840	7	0	45	142	228	189	326	130	226	
3	600	5 760	7	1	15	122	350	207	533	152	378	
4	800	7 680	7	1	30	105	455	178	711	138	516	
5	1000	9 600	7	1	45	163	618	224	935	162	678	Erste Zugrisse
6	1200	11 520	7	2	45	165	783	256	1191	186	864	in Balkenmitte
7	1400	13 440	7	3	15	163	946	271	1562	193	1057	Schrägrisse in der Nähe
8	1600	15 360	7	3	45	245	1191	400	1862	272	1329	der Auflager
						Entlastung.						
8	1600	15 360	7	7	—	136	1327	238	2100	178	1507	
7	1400	13 440	7	7	—	— 46	1281	— 64	2036	— 48	1459	
6	1200	11 520	7	7	15	— 89	1192	— 140	1896	— 109	1350	
5	1000	9 600	7	7	45	— 99	1093	— 152	1744	— 101	1249	
4	800	7 680	7	8	15	— 120	973	— 169	1575	— 117	1132	
3	600	5 760	7	8	45	— 112	861	— 170	1405	— 121	1011	
2	400	3 840	7	9	15	— 79	782	— 158	1247	— 26	985	
1	200	1 920	8	1	—	— 104	678	— 186	1061	— 111	874	
0	0	0	8	1	45	— 153	525	— 208	853	— 134	740	

Die Würfelfestigkeit des Deckenbetons, plastisch eingefüllt in Holzform, betrug nach 48 Stunden 90,5 kg/cm² (bei Rüth 70 kg/cm²). Diese Festigkeit konnte aber auch bei vierfacher Nutzlast garnicht ausgenutzt werden, weil die Streckgrenze der Eisen dabei erreicht, wenn nicht überschritten wird. Eine Vermehrung der Eisenbewehrung hätte das Verhältnis verschoben, hätte aber den Zweck des Versuches gestört, der auf die Untersuchung rein praktischer Ausführungsformen gerichtet war. Jedem Fachmann ist bekannt, daß die Ausnutzung der Betonfestigkeit im Plattenbalken nicht „wirtschaftlich" ist. Der Wert des Versuches liegt also in der Tatsache, daß nach 48 Stunden eine Plattenbalkenkonstruktion aus Beton mit hochwertigem Zement bei ordnungsgemäßer Eisenbewehrung und Ausführung die 3,6 fache Nutzlast trägt, also ohne Bedenken ausgeschalt werden kann.

Werden die in Zahlentafel 5 angegebenen Werte der Betondruckspannung beachtet, so liegt der Gedanke nahe, daß auch eine Plattenbalkendecke aus Handelszementbeton erhebliche Belastungen in jungem Alter tragen wird.

Nun ist der Begriff „Handelszement" heute ein sehr schwankender. Die Normen, die nach 7 Tagen 120 kg/cm² Druckfestigkeit vorschreiben, werden meist überschritten. Während es bei den Vorversuchen noch gelang, einen Handelszement (Probe A, Abb. 3) mit Wf. 7 = 164 kg/cm² zu erhalten, hatte bei der Wahl für die Hauptversuche der geringwertigste Zement Wf. 7 = 208 kg/cm². Probewürfel in Mischung 1 : 5,5, weich in Holzform gefüllt, zeigten nach 7 Tagen eine Durchschnittsfestigkeit von 41 kg/cm². Danach konnte erwartet werden, daß eine Versuchsrippenplattendecke aus Handelszementbeton, in gleicher Ausführung wie oben beschrieben, etwa eine Biegungsdruckfestigkeit in Plattenquerschnitt von rd. 1,7 · 41 = 70 kg/cm² haben würde.

Versuchsergebnis — (Handels-Zement).

Der Versuch wurde in der gleichen Weise, wie oben beschrieben, aber nach 7tägiger Erhärtung durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Zahlentafel 6 zusammengestellt. Schaubild (Abb. 12) veranschaulicht den Verlauf der Formänderungen. Abb. 13 zeigt den Versuch selbst.

Da bei der Steigerung der Belastung über 1600 kg/m² starke Vergrößerung der Formänderung eintrat, wurde es bei dieser Belastung belassen. Nach $3^1/_4$ Stunden war die Formänderung um 238 cm/1000 gewachsen, der Beginn der Zerstörung setzte also ein. Daher wurde nunmehr entlastet. Die rechnerischen Spannungen waren $\sigma_b = 59{,}2$; $\sigma_e = 2788$ kg/cm². Die bleibende Durchbiegung ergab sich zu 40,2 vH in der Mitte und 44,7 vH seitlich.

III. Ergänzungsversuche.

Der Plattenbalkenquerschnitt der Rüthschen Probedecke konnte, wie oben dargetan wurde, keine Ausnutzung der Betondruckfestigkeit bringen. Die verhältnismäßig hohe Tragfähigkeit der Handelszementdecke im Alter von 7 Tagen gegenüber der Leistung der Spezialzementdecke ist dadurch erklärt. Der Vergleich gibt somit kein ausreichend anschauliches Bild. Deshalb sind Ergänzungsversuche mit dem überkragenden Deckenteil ausgeführt. Die Anordnung ist aus dem Lichtbild Abb. 14 ersichtlich. Durch Einstemmen von Schlitzen wurden Kragstücke von 1 m Breite hergestellt, die mit 9 Eisen Durchmesser 6 mm bewehrt sind. Die Abmessungen sind in Abb. 15 dargestellt. In der Zahlentafel 7 sind die Versuchsergebnisse eingetragen.

Abb. 15. Versuchsanordnung.

Schaubild Abb. 16 veranschaulicht den Verlauf der Durchbiegungen. Die starken Knicke in den Kurven der Spezialzementdecke erklären sich daraus, daß die Rißbildung ohne Entstehen von Haarrissen ziemlich plötzlich auftrat. Zahlentafel 8 gibt die Spannungswerte, die bei den wichtigen Belastungsgrößen rechnerisch vorhanden waren.

Zahlentafel 7. Durchbiegungen.

Last	Spezialzement-Beton						Handelszement-Beton					
	Durchbiegung cm/1000		Bemerkung	Durchbiegung cm/1000		Bemerkung	Durchbiegung cm/1000		Bemerkung	Durchbiegung cm/1000		Bemerkung
kg	Δ	∑Δ		Δ	∑Δ		Δ	∑Δ		Δ	∑Δ	
Geschirr 420	19	19		58	58	Alter 9 Tage	79	79		56	56	Alter 11 Tage
540	10	29		7	65		31	110		32	88	
660	7	36		12	77		231	341	Riß	84	172	Riß
780	6	42		11	88		312	653	Bruch	180	352	
900	10	52		14	102					297	649	
1020	9	61		13	115					483	1132	Bruch
1140	10	71		13	128							
1260	113	184	Riß	16	144							
1380	24	208		16	160							
1500	18	226		165	325	Riß						
1620	56	282		54	379							
1740	126	408	Bruch	70	449							
1860				98	547							
1980				205	752	Bruch						
	Sp. Z. I		Sp. II	Sp. Z. II.			H. Z. I			H. Z. II		

Zahlentafel 8. Spannungswerte.

Last	M	Stadium I n = 10				Stadium II b n = 15			Bemerkungen
kg	cm kg	σ_{bd}	σ_{bz}	σ_e	τ	σ_b	σ_e	τ	
420	10 920	13,1	12,6	117	0,9				
660	17 160	20,6	19,8	184	1,5	38,6	1315	1,3	Riß beim H.Z. I u. II
780	20 280	24,3	23,4	218	1,7	45,6	1555	1,5	Bruch beim H.Z. I
1020	26 520	31,8	30,6	285	2,3	51,6	2035	2,0	Bruch beim H.Z. I
1200	32 760	39,3	37,7	352	2,8	73,6	2515	2,5	Riß beim Sp. Z. I
1500	39 000	46,8	44,9	419	3,3	87,6	2995	2,9	Riß beim Sp. Z. II
1740						101,6	3475	3,4	Bruch beim Sp. Z. I
1980						115,6	3955	3,9	Bruch beim Sp. Z. II

Abb. 14. Ergänzungsversuch.

Abb. 16. Durchbiegungen (Ergänzungsversuch).

Die Rißbildung erfolgte
beim Handelszementbeton bei einer Betonzugspannung von 19,8 kg/cm²,
beim Spezialzementbeton bei einer Betonzugspannung von 37,7 bzw. 44,9 im Mittel 41,3 kg/cm².

Der Bruch erfolgte
beim Handelszementbeton bei einer Betondruckspannung von 45,6 bzw. 59,6 im Mittel 52,6 kg/cm²,
beim Spezialzementbeton bei einer Betondruckspannung von 101,6 bzw. 115,6 im Mittel 108,6 kg/cm².

Beim H.Z.-Beton war beim Bruch die Eisenspannung nur 1555 bzw. 2035 im Mittel 1795 kg/cm², die Ursache war also die Überwindung der Druckfestigkeit.

Beim Sp.Z.-Beton hatte die Eisenspannung beim Bruch bereits 3475 bzw. 3955, im Mittel 3715 kg/cm², damit also die Streckgrenze erreicht. Die Druckfestigkeit des Betons war also noch nicht erschöpft. Weitere Aufklärung werden Versuche mit hochwertigem Eisen bringen.

Schlußwort.

Die Baupraxis braucht notwendig die Kenntnis von Versuchen, die nicht nur an laboratoriums-technisch behandelten kleinen Probekörpern, sondern auch an großen Bauobjekten angestellt sind, die die Vorgänge auf der Baustelle gut wiedergeben. Andererseits gehört zur Gewinnung einwandfreier Werte mehr an Versuchserfahrung, Einrichtungen und geschulten Hilfskräften, als auf einer Baustelle meist verfügbar sind.

Nachdem die Rüthschen Versuche bekannt geworden sind, mußte auf diesem Wege zunächst weiter gearbeitet werden, damit wirklich vergleichbare, Erfahrung und Vertrauen vertiefende Ergebnisse erzielt und der Fachwelt zugänglich gemacht werden konnten. Die mit dem Wicking-Spezial-Zement durchgeführten Arbeiten haben zunächst rein tatsächlich den Beweis erbracht, daß eine erhebliche Abkürzung der Entschalungsfristen berechtigt und im Sinne wirtschaftlichen Bauens geboten ist.

Die Erkenntnis ist damit zwar gefördert, aber noch nicht auf das richtige Ziel eingestellt. Wenn die Baupraxis ein hochwertiges Bindemittel zur Verfügung hat, so darf sie sich nicht zufriedengeben mit einer einseitigen Steigerung von Maßnahmen, die auf der Leistungsfähigkeit von Normalzementen aufgebaut sind. Umfangreiche Versuche, die die volle wirtschaftliche Ausnutzung der hochwertigen Zemente erforschen und ihnen die richtige Verwendungsform erschließen sollen, sind im Gange, worüber weitere Veröffentlichungen folgen werden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wiederaufbau der französischen Eisenbahnen. Brückenbauten der Nordbahn.

Daß bei dem Wiederaufbau der französischen Eisenbahnen die neuesten Verbesserungen und Gedanken zur Anwendung kommen sollen, liegt nahe und es ist daher begreiflich, daß den dortigen Arbeiten manches Interesse zukommt. Die französische Nordbahn ist durch den Weltkrieg ganz besonders in Mitleidenschaft gezogen worden. Nach einem Bericht des Zivilingenieurs von Matern, den wir der Teknisk Tidskrift 1924, Väg-och Vattenbyggnadskonst 6, entnehmen, waren dort 819 Eisenbahnbrücken mit zusammen 14 100 m Länge und 141 Wegbrücken mit 4082 m Länge, Durchlässe nicht eingerechnet, wiederherzustellen. Daß man bei einer solchen Masse gleichartiger Kunstbauarbeiten Regelpläne durchzuführen suchte, ist begreiflich und man hat von solchen Regelplänen auch möglichst viel Gebrauch gemacht.

Man hat die Brücken in 3 Klassen eingeteilt:

A. Brücken aus Eisen mit Spannweiten < 28 m.
B. Brücken aus Eisen mit Spannweiten > 28 m.
C. Brücken aus Beton.

Die erste Klasse mit 4 Unterabteilungen sind Blechbalkenbrücken teils aus Walzträgern, teils aus genieteten Blechbalken. Da bei der

Abb. 1. Regelplan für Brücken Kl. B.

Nordbahn im allgemeinen geringe Brückenhöhen vorhanden sind, sind die Gleise bei diesen Regelplänen meist versenkt.

Die zweite, B-Klasse, mit Spannweiten > 28 m, wurde in 14 Fällen ausgeführt. Die Hauptträger sind als Parallelträger in Fachwerk ausgeführt (Abb. 1). Die früher in Frankreich geltende Regel, daß die Höhe der Hauptträger $^1/_{10}$ der Spannweite betragen solle, wurde aufgegeben und man gibt den Brücken eine wesentlich größere Regelhöhe, wodurch man geringeres Eisengewicht erzielt. So wurde z. B. die Brücke über die Lys bei Commines bei 37,8 m freier Spannweite mit 6,5 m Regelhöhe gebaut. Alle diese Brücken der Klasse A und B sind nach den französischen Bestimmungen vom 8. Januar 1915 für Eisenbahnbrücken berechnet, wonach Eisenbahnbrücken für einen aus 3 Lokomotiven und folgenden Tendern und Wagen bestehenden Zug — alle mit 20 t Achsdruck — berechnet werden sollen.

Abb. 2. Regelplan einer Wegbrücke.

Die Ausführung nach diesen Regelplänen erwies sich als vorteilhaft. Die Bauarbeit wurde erleichtert und für Eisenwerke und Werkstätten eine Vereinfachung herbeigeführt. Auch die Montage wurde billiger.

Die Holzquerschwellen sind an der Eisenkonstruktion solid befestigt und liegen, soweit den Abbildungen zu entnehmen, an Führungswinkeln, die den Längsträgern aufgenietet sind. Anderweitig ist man wegen der Möglichkeit von Gleisänderungen bekanntlich von diesem Verfahren abgekommen. Die Widerlager wurden oft aus Beton mit Außenverkleidung aus Ziegeln ausgeführt, ausnahmlich der Ecken, die mit Blöcken aus Naturstein oder Beton hergestellt wurden. Die Verkleidung diente zugleich als Verschalung. Diese Widerlager machen einen recht ansprechenden Eindruck. Der oberste Teil der Widerlager wird auf eine recht eigentümliche Weise mit losen Betonplatten ausgebildet, die sich gegen in die Widerlager eingegossene Rundeisen stützen und bis zur Bettungsoberkante hinaufreichen.

Um Entzündung durch herabfallende Kohle oder Asche zu hindern, wird zwischen den Schienen ein Belag aus dünnen Betonplatten angewendet. Bei Eisenbrücken, die über Gleise hinweggehen, werden die Untersichten mit Beton auf Eisendrahtnetz verkleidet. Man erachtet dies als den besten Schutz gegen Rauchgase.

Die dritte Klasse — C — umfaßt alle Brücken in bewehrtem oder unbewehrtem Beton. 244 solcher Brücken wurden neu ausgeführt. Nur 7 sind aus bewehrtem Beton. Die übrigen sind gewölbte Brücken in Beton. Man erkennt daraus, daß sich die französischen Eisenbahngesellschaften gegenüber der Verwendung von bewehrtem Beton für Eisenbahnbrücken abwartend stellen. Man fürchtet einen schädlichen Einfluß der Erschütterungen. Eine Ausnahme bildet die Brücke über die Sambre auf der Hauptstrecke Paris—Köln. Diese Brücke, die eine theoretische Spannweite von 64 m und eine freie Pfeilhöhe von 6,50 m hat, ist von dem französischen Ingenieur Freyssinet entworfen. Die Brücke, die eine der größten der Welt unter schwerem Eisenbahnverkehr sein dürfte, ist ein Zeugnis dafür, was neuzeitliche Technik vermag.

Die neuerbauten Wegbrücken über die Eisenbahnen der „le Nord" sind gewöhnlich als Balkenbrücken aus bewehrtem Beton nach einem Regelplan (Abb. 2) ausgeführt. Es sind darnach über 100 erbaut.

Dr. S.

5. Holländischer Binnenschiffahrts-Kongreß in Utrecht

am 24. u. 25. September 1924.

Nach De Ingenieur 1924, Nr. 46, S. 916.

Es wurde verhandelt über Havarieverfahren, Hilfs- und Bergelohn, Schiffshypotheken, Schiffspolitik, die Wasserverbindung zwischen Amsterdam—Gouda—Rotterdam, den Rechtscharakter der Binnenschiffahrtsabgaben und Vereinheitlichung der Niederländischen Bestimmungen über den Wasserverkehr. Besonderes technisches Interesse bieten die drei letzten Gegenstände.

Der Wasserverbindungsweg von Amsterdam nach Rotterdam hat, wie die in einem Vorbericht gegebene Statistik zeigt, außerordentliche Wichtigkeit erlangt. 1923 passierten fast 45 000 Schiffe mit 3,8 Mill. m³ Inhalt die Mallegatsschleuse in Gouda, womit der Vorkriegsverkehr, der in den ersten Nachkriegsjahren unterschritten worden war, um 10 vH überholt ist. Vor den Schleusen, der Overtoomschen Schleuse in Amsterdam und der Mallegatsschleuse bei Gouda, hat die Verkehrsstockung unerträgliche Formen angenommen. Die Verhandlungen zwischen dem Reich und den Provinzialbehörden von Rijnland und Amsterdam sind so weit abgeschlossen, daß mit den Arbeiten für die unabweisbare Verbesserung der Schleusenleistungsfähigkeit begonnen werden kann. Für die Schleuse bei Gouda sind auch der Grunderwerb und die sonstigen Vorbereitungen durch die provinziale Wasserbaubehörde bereits erledigt, für die neue Schleuse in dem Nieuwe Meer bei Amsterdam sind jedoch noch erhebliche Schwierigkeiten zu überwinden infolge der Agitation gegen die Platzfrage wegen der Schädigung des Landschaftsbildes und der Störung des Segel- und Rudersportes auf dem Nieuwe Meer.

Hinsichtlich der Frage der zugrunde zu legenden Schiffsabmessungen hat man sich für das 2000 t - Schiff entschieden, welches eine Schleusenbreite von 12 m, eine lichte Weite der Brücke von 14 m, eine Wassertiefe von 3,10 m und eine nutzbare Schleusenlänge von 110 m erfordert. Außer den Schleusenbauten werden noch eine ganze Reihe anderer Arbeiten nötig. In Amsterdam sind in der Fahrstraße nach dem Ij noch sechs Brücken von nur 9,50—12 m Durchfahrtweite, außerhalb noch fünf von weniger als 10 m; die Fahrstraße selbst weist noch bedenkliche Mindertiefen und Unregelmäßigkeiten in der Linienführung auf. Ihr Ausbau für 2000 t-Schiffe wird noch geraume Zeit erfordern.

Neben den Schiffahrtsbelangen soll mit den Verbesserungen in Gouda zugleich die Wasserwirtschaft der Provinz Rijnland gefördert werden durch Erhaltung eines guten Zustandes des Busenwassers von Rijnland. Durch die Mallegatschleuse in Gouda kann zwar bei hohen Ijsselständen Wasser nach Rijnland eingelassen werden, bei niedrigen Ijsselständen fließt jedoch Wasser ab, was sich in den trockenen Jahren 1911 u. 1921 für Gartenbau und Viehzucht sehr nachteilig fühlbar gemacht hat. Es sollen deshalb die neue Schleuse und das Busenschöpfwerk mit den erforderlichen Zuleitungskanälen, im Westen von Gouda erbaut werden. Die Bodenbeschaffenheit ist hier außergewöhnlich ungünstig und muß durch Einbringen erheblicher Sandmengen verbessert werden.

Was die Schiffahrtsabgaben anbelangt, so leidet die Binnenschiffahrt erheblich darunter, sowohl hinsichtlich der Höhe, wie der Art der Erhebung. Die Klagen aus Schiffahrtskreisen sind sehr lebhaft. Nach Ansicht der beiden Vorberichterstatter sind Schiffahrtsabgaben berechtigt als Ausgleich der Aufwendungen, und es ist an allgemeine Abschaffung vorläufig nicht zu denken.

Mit Bezug auf die Wasserverbindung Amsterdam—Rotterdam wurden folgende Entschließungen gefaßt:

1. Da die Wasserstraße Amsterdam—Gouda—Rotterdam nur Schiffen von höchstens 500 t das Schleusen gestattet, ist die Mallegatschleuse in ihren Abmessungen und Leistungsfähigkeit schon sehr lange nicht mehr imstande den berechtigten Ansprüchen der Schiffahrt zu genügen.

2. Die großen Sprünge, mit welchen die Schiffahrt durch die Mallegatschleuse nach dem Kriege in die Höhe gegangen ist, beweisen, daß durchgreifende Maßnahmen unmittelbar nötig sind.

3. Die Notwendigkeit, der Industrie alle mögliche Gelegenheit zur Ausdehnung zu geben, muß gerade in der jetzigen Zeit der Krisis zu den Beschluß führen, den Bau einer großen Schleuse mit Nebenanlagen unverzüglich in Angriff zu nehmen.

4. Die Schleusen in dem „Nieuwe Meer" müssen so gebaut werden, daß künftige Erweiterungsmöglichkeit besteht.

5. Die Schleusen müssen südlich der Eisenbahnbrücke der Ringbahn um Amsterdam gebaut werden, und in genügendem Abstand von dieser.

6. Die Eisenbahnbrücke muß so hoch gelegt werden, daß mindestens 6,50 m Durchfahrtshöhe bei —0,50 m A.P. vorhanden ist und soll in keinem Fall mit der Schleuse verbunden werden.

7. Schon jetzt ist durch die Stadtverwaltung der künftigen Notwendigkeit eines Kanales außerhalb der Ringbahn an dieser entlang zwischen dem Nieuwe Meer und dem westlichen Hafengebiet Rechnung zu tragen wegen der Ausdehnung von Amsterdam in westlicher Richtung.

8. Die Ausführungen der Verbesserungen des Wasserweges Amsterdam—Gouda—Rotterdam sind, besonders hinsichtlich der Schleusen in dem „Nieuwen Meer", höchst dringend; deshalb ist mit dem Bau dieser Schleusen so bald wie möglich zu beginnen.

Hinsichtlich des Rechtscharakters von Binnenschiffahrtsabgaben wurde beschlossen:

Der Binnenschiffahrtskongreß dringt bei der Regierung auf Änderung der gesetzlichen Regelung im Sinne einer Vereinheitlichung. Den Interessenten ist Gelegenheit zu geben, über jede Erhebung ihr Urteil abzugeben. Es ist zu untersuchen, ob die Erhebung auf gesetzlicher Grundlage beruht, und bei der Beurteilung der Bedingungen der Erhebung ist den Schiffahrtsbelangen mehr als bisher Rechnung zu tragen.

Die Stellung des Kongresses zur Vereinheitlichung des niederländischen Reglements über den Wasserverkehr kam in etwa folgender Entschließung zum Ausdruck:

Der Kongreß bezeichnet ein Reglement als wünschenswert, in dem ausschließlich dasjenige geregelt wird, was mit dem Vorkommen von Zusammenstößen zwischen Schiffen zusammenhängt, ferner eine allgemeine Polizeiordnung, worin die Vorschriften gesammelt sind, die nicht oder indirekt mit Zusammenstößen in Verbindung stehen.
Busch.

Grundwasserabdichtung aus geschweißter Blechhaut.

Soll eine Grundwasserabdichtung höheren Temperaturen ausgesetzt sein, so scheiden die sonst für sie üblichen Baustoffe (Zement-Asphalt) aus, und es muß eine Metallhaut vorgesehen werden.

Zwar sind für Eisenbeton-Bauformen Berechnungsarten zur Berücksichtigung und Aufnahme der Wärmespannungen, also zur Verhütung der Rißbildung aufgestellt worden; doch ist in diesen der Einfluß der Wärme auf die Scherspannungen nur nebensächlich behandelt; und erfahrungsgemäß bringen gerade die Wärme-Scherspannungen die ärgsten Zerstörungen im Mauerwerk und Eisenbeton hervor. Es leuchtet auch ein, daß z. B. ein Behälter aus Eisenbeton, der mit heißer Flüssigkeit etwa bis auf halbe Höhe gefüllt wird, im Bereich der Wasserlinie außerordentlich hohe Schubspannungen erleiden muß, denn unterhalb der Wasserlinie sucht sich die Wand um ein bestimmtes Maß zu dehnen, während der Wandteil oberhalb in der Ruhelage zu bleiben sucht. Es kommt hinzu, daß die Wärme in den Eisen schneller vorwärts fließt als im Beton, wodurch zusätzliche Scherspannungen von nicht geringer Größe entstehen müssen.

Zur Abdichtung von Bauteilen, die von größerer Hitze betroffen werden können (Schornstein-Grundbauten, Dörrkammern usw.) wird man daher eine Metallhaut vorzusehen haben; hierbei sollte Blei von vornherein ausscheiden, da es chemischen Einflüssen und vor allem den oft unvermeidlichen elektrolytischen Einflüssen gegenüber nicht die genügende Sicherheit gibt; es bleibt daher nur die Eisenblechhaut, die man am besten durch Gebläse-Schweißung zusammensetzt.

Da trotz der glänzenden Durchbildung des Schweißverfahrens gewisse Schwierigkeiten beim Zusammenfügen größerer Flächen auftreten, so seien hier einige Gesichtspunkte aufgeführt, deren Beachtung bei größeren Ausführungen nützlich sein dürfte.

Vor allem ist hier wieder die Rücksicht auf die Wärmescherspannungen zu nennen, und zwar zunächst auf diejenigen, die beim Schweißen der Nähte entstehen; die hierbei auftretenden Wärme-Zwängspannungen lassen sich daran erkennen, daß in den fertig geschweißten Flächen die ursprünglich einigermaßen eben gewesenen Bleche jetzt erhebliche Wellen und Buckel von beträchtlicher Wölbung aufweisen. Eine weitere Folge ist die, daß neben den eigentlichen Nähten feine Risse auftreten können, die zwar nicht durch die ganze Blechstärke hindurchzugehen brauchen, auf alle Fälle aber von schwerem Nachteil sind; endlich kann es vorkommen, daß die fertig geschweißte Naht selbst wieder aufreißt, wenn durch Schweißen von Nähten in unmittelbarer oder auch entfernter Nachbarschaft Zwängspannungen entstehen.

Daß außerordentlich große Spannungen entstehen müssen, erkennt man leicht, wenn man sich den Vorgang des Schweißens vor Augen hält: man hat hierbei zwei Verfahren zu unterscheiden: das Stumpfstoß- und das Bördelstoß-Verfahren; bei ersterem werden die Blechplatten mit stumpfen Stoß nebeneinander ausgelegt und durch Schneidbrenner so zugeschnitten und zurechtgepaßt, daß die Stoßfugen eine möglichst geringe Weite haben; dann werden die einzelnen Platten miteinander in der Weise verschweißt, daß die Naht zunächst nur an 2 oder 3 Einzelstellen „gehoften" (zusammengeschweißt) wird, damit die Platten nicht mehr ausweichen können, wenn jetzt die Naht der ganzen Länge nach verschweißt wird. Ist die Naht an einzelnen Stellen zu weit, so muß von einem als Eisenlot dienenden Blechstreifen das erforderliche Füllmaterial zugegeben werden.

Dies genaue Festlegen des Bleches muß im Zusammenwirken mit der die Naht entlang wandernden Glühhitze sehr erhebliche Zwängspannungen verursachen; da nun in den Blechen noch vom Walzvorgang her Spannungen vorhanden sind, ist zu fordern, daß die Bleche vor dem Verschweißen gerichtet werden, d. h. durch Hämmern oder ähnliche Verfahren von den Anfangsspannungen befreit werden.

Bei dem Bördelverfahren werden die Platten an den Kanten vor dem Verlegen hochgebördelt; beim Nahtschweißen werden dann die hochgebördelten Kanten heruntergeschmolzen und liefern dabei so reichliches Füllmaterial, daß es auf genaues Einhalten der bestimmten Fugenweite nicht derart genau ankommt wie beim Stumpfstoßverfahren; wird an den Heftstellen die Bördelkante anfänglich nicht völlig heruntergebrannt, so bleibt hier eine gewisse Beweglichkeit, die einerseits eine Verringerung der Zwängspannungen bedeutet, anderseits mit einem etwas stärkeren Verziehen der Bleche verbunden ist. Bei großen Flächen dürfte das Bördelverfahren vorzuziehen sein.

Besonders groß werden die Scherspannungen an allen scharfen Kanten und Ecken; es ist daher ratsam, Ausrundungen derselben vorzunehmen und wenn möglich, die Schweißnaht aus den Kanten herauszuverlegen; auch dürfte es unter Umständen vorteilhaft sein, Eckstücke in der Werkstatt in besonders sorgfältiger und starker Ausführung herzustellen und auf der Baustelle einzusetzen.

Die Stärke des Bleches sollte nicht zu gering bemessen werden, keinesfalls unter 2 mm, möglichst 3 mm, bei großen und wichtigen Bauten 4 mm; große zusammengebaute Blechflächen wirken selbst bei einer Stärke von 4 mm waschlappenartig; diese Erscheinung ist wichtig, da sie das Anbringen des Rostschutzes der Blechunterseite erschwert; die sorgfältige Ausführung dieses Schutzes ist aber unbedingt nötig, soll die Blechhaut eine lange Lebensdauer haben. Mit Rücksicht auf die beim Schweißen in den Nähten hervorgerufene Hitze kann der Rostschutz erst nach Beendigung des Schweißens aufgebracht werden; das einfachste und beste Mittel ist wohl das Untergießen mit flüssigem Zementmörtel.

Hier tritt nun die Lappigkeit der Blechhaut störend in Erscheinung, wird nämlich der flüssige Mörtel vor Einbringen des Sohlenbetons unter die Blechhaut gegossen, so hebt sie sich sofort hoch, und benachbarte, bereits fertig untergossene Stellen werden wieder hohl; der Sohlenbeton muß also vor dem Untergießen eingebracht sein, und zum Untergießen sind sowohl im Überbeton wie in der Blechhaut Aussparungen zu lassen.

Es ist dabei nicht ratsam und nicht möglich, von vornherein die Stellen der Aussparungen zu bestimmen und festzulegen; die Untergießungslöcher müssen vielmehr erst nach Beendigung des Schweißens und zwar dort eingebrannt werden, wo die sich bildenden Wellen und Buckel ihre Gipfel haben; der beim Untergießen zu diesen Gipfeln hin drängenden Luft muß die Möglichkeit gegeben werden, zu entweichen. Es ist aber wohl erwägenswert, ob man nicht dem Unterbeton und der Blechhaut von vornherein eine wellige Gestalt geben sollte, um dadurch die Linien bzw. Stellen für die Untergießungslöcher festzulegen.

Es liegt nahe, zum Untergießen Preßzementmörtel vorzuschlagen; es besteht aber hierbei wieder die Gefahr, daß durch örtlichen Überdruck die Blechhaut mitsamt dem Überbeton so angehoben wird, daß andere, fertig untergossene Stellen wieder hohlgelegt werden.

Das Untergießen erfolgt am besten mit Hilfe von Standrohren, die auf das Loch im Blech aufgestellt, unten mit Tonabdichtung an das Blech angeschlossen und oben mit einem Trichter zum Eingießen des Mörtels versehen werden; die Höhe des Standrohres wird man erst mit $^3/_4$ bis $1\frac{1}{2}$ m bemessen können.

Zum Schließen der zum Untergießen oder zum Durchführen von Wasserhaltungsrohren in der Blechhaut belassenen Löcher empfiehlt es sich von vornherein Stutzen von 20 bis 30 cm Höhe aufzuschweißen, die später mit aufzuschweißenden oder aufzuschraubenden Deckeln geschlossen werden; wollte man unter Verzicht auf diese Stutzen das Loch mit einem flach aufgeschweißten Blechlappen schließen, so läuft man die Gefahr, daß die beim Aufschweißen entstehenden Zwängspannungen sich durch irgendwelche nicht mehr zu kontrollierenden Risse in der bereits überbetonierten benachbarten Blechfläche auswirken.

Über das Verhalten des Verbundes von Blech und Beton bei höheren Wärmegraden liegen wohl noch keine Erfahrungen vor; es ist aber wohl damit zu rechnen, daß sich im Lauf der Zeit das sehr viel stärker wärmeleitende Blech vom Beton zu trennen sucht; ein Versuch, diesem Streben durch Gewalt entgegenwirken zu wollen, wäre bei der Größe der auftretenden Kräfte zwecklos; richtiger dürfte es sein, die Innenfläche der Blechhaut mit einer ganz dünnen Zementputzschicht zu versehen und durch irgendeinen auf die Putzschicht aufzubringenden Trennanstrich dafür zu sorgen, daß der eigentliche

Sohlen- und Wandbeton sich nicht haft- oder schubfest mit der Putzschicht verbindet, sondern die Blechhaut nur druckfest einklammert. Handelt es sich um eine größere Fläche, so bietet das Aufschießen des Zementmörtels auf das Blech große Vorteile, da ja aufgeschossener Zementmörtel sich mit dem Blech zu einem fast untrennbaren Ganzen verbindet.

Selbstredend ist es wünschenswert, die Stärke des Innenbetons möglichst groß zu wählen und, wenn angängig, auch eine wärmeundurchlässige Schicht einzubauen, damit die Blechhaut nicht von allzu hohen Wärmegraden getroffen wird. Denn durch das Maß der Dehnung, vor allem aber durch die Verschiedenheit der Dehnung der einzelnen Teilflächen sind die Grenzen bedingt, die der Anwendbarkeit der Blechhautdichtung gezogen sind.

Dr.-Ing. Joachim **Schultze**.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Leipziger Baumesse vom 1.—11. März 1925.

Die im Rahmen der Leipziger Technischen Messe zweimal im Jahre, im Herbst und Frühjahr stattfindende Baumesse hat schon von jeher die Aufmerksamkeit weitester Kreise auf sich gezogen. Alles, was in dieser wohnungsarmen Zeit mit der Beschaffung von Wohngelegenheiten usw. zusammenhängt, interessiert ja nicht nur den Fachmann, sondern auch den Laien in höchstem Maße. Das bewies schon die vergangene Herbstmesse, auf der die Ausstellungen der Baumesse die größte Beachtung fanden. Es dürfte ja auch bei der Vielgestaltigkeit des Dargebotenen wohl jeder auf seine Kosten gekommen sein und in Zukunft auch kommen und das finden, was ihn besonders angeht.

Die Baumesse hat schon von jeher infolge ihrer wirtschaftlichen Bedeutung eine berechtigte Sonderstellung auf der Technischen Messe eingenommen. Ursprünglich war sie wie manche anderen technischen Ausstellungen im Meßviertel der inneren Stadt untergebracht, sie mußte aber wegen ihrer immer mehr zunehmenden Ausdehnung bald auf eigenes Gelände, und zwar am Völkerschlachtdenkmale, umgelegt werden, wo sich außer in den verschiedenen Hallen auch im Freien die besten Ausstellungsmöglichkeiten boten. Die Baumesse zeigt alles — diesmal in erweitertem Umfange —, was überhaupt mit dem Bau- und Siedlungswesen zusammenhängt, so —: es sei an dieser Stelle nochmals kurz erwähnt — Baustoffe, Eisen- und Holzkonstruktionen, Baubedarf, Baubeschläge, Baumaschinen usw., auch vorzügliche Modelle aller Art und Pläne, ferner gelangen Öfen, Herde und Heizungstechnik in reicher Auswahl zur Vorführung. Im Freien werden die verschiedenen Baustoffe und Bausparweisen, die Verwendung des Natur- und Kunststeines ausgestellt. Besonders hingewiesen sei auf die Gesamtausstellung des Bundes deutscher Marmorbruchbesitzer. Es wird manchem vielleicht nicht bekannt sein, daß gerade auch unser deutsches Vaterland Marmorfundstellen aufweist, so in Schlesien, Thüringen, Westfalen, Hessen-Nassau, Bayern und Sachsen, mit ganz hervorragend brauchbarem und farbenreichem Material. Auch reiner weißer Marmor wird gebrochen, so z. B. am Glatzer Schneeberg.

So ist die Leipziger Baumesse nicht nur eine gute Einkaufsgelegenheit, sondern sie bietet auch bei ihrer Reichhaltigkeit beste Möglichkeiten zur Belehrung. Das hat auch längst das Ausland erkannt, das gern und regelmäßig seine Vertreter entsendet. In allen Kulturstaaten hat doch die nach Kriegsende einsetzende Wohnungsnot als Folge erschütterter Finanzverhältnisse und die nahezu völlige Lahmlegung der Bautätigkeit Platz gegriffen, so daß man jetzt alle auf dem Gebiete des Bauwesens auftauchenden Neuerungen dankbar begrüßt, die ja alle den Zweck verfolgen, wirtschaftlich bauen zu können.

Die berufsgenossenschaftliche Selbstverwaltung in Gefahr!

In letzter Zeit wird wieder von Gegnern der Berufsgenossenschaften an dem Umsturz der Reichs-Unfallversicherung gearbeitet. Auch die Regierung beschäftigt sich mit dem Plane einer Änderung der berufsgenossenschaftlichen Organisation. Leider haben die Unternehmer immer noch nicht genügend erkannt, welche Gefahren sich für sie aus dieser Bewegung ergeben müssen und zuweilen sogar unter Klagen über zu hohe Belastung durch die Unfallversicherung ihren eigenen Gegnern in die Hände gearbeitet.

Wir wollen hier kurz und einprägsam die wichtigsten Gefahrquellen aufdecken:

Die Klagen über zu hohe Beitragsbelastung in der Gegenwart sind unberechtigt. Das wird jeder erkennen, der die endgültigen Beiträge für 1923 bzw. die Gesamtheit der für 1923 eingezogenen Beitragsvorschüsse mit den Lohnsummen für 1923 vergleicht und denselben Vergleich für die Zeit vor dem Kriege anstellt. Tatsächlich ist eine sinkende Tendenz der Belastung bis Ende 1923 vorhanden gewesen. Der Prozentsatz für die Unfallversicherung aus der Vorkriegszeit dürfte aber wohl überall zum mindesten in die Selbstkostenberechnung eingesetzt sein.

Den Klagen aus Unternehmerkreisen will man an maßgebender Stelle dadurch abhelfen, daß man die weniger leistungsfähigen kleineren Betriebe oder die Berufsgenossenschaften mit überwiegend kleinen Betrieben aus der jetzigen Organisation herausnimmt und sie den örtlich zuständigen Landesversicherungsanstalten angliedert.

Das Beispiel der Nordöstlichen Eisen- und Stahl-Berufsgenossenschaft, Berlin, mag zeigen, welcher Erfolg damit erreicht würde.

Die Nordöstliche Eisen- und Stahl-Berufsgenossenschaft hat bei insgesamt 10 221 Betrieben

a) 524 Großbetriebe mit über 50 Versicherten, welche bei 74 vH aller Versicherten 87,48 vH der gesamten Lasten tragen,
b) 2605 Mittelbetriebe mit 6 bis 50 Versicherten, welche bei 14 vH aller Versicherten 12 vH der gesamten Lasten tragen,
c) 7092 Kleinbetriebe mit bis zu 5 Versicherten, welche bei 12 vH aller Versicherten 0,52 vH der gesamten Lasten tragen.

Soll diese Berufsgenossenschaft nun aus Entgegenkommen gegen die Kleinbetriebe, welche bei ihr in überwiegendem Maße vertreten sind, nunmehr in ihrer Gesamtheit an die verschiedenen Landesversicherungsanstalten ihres Bezirkes aufgeteilt werden oder sollen ihre Kleinbetriebe abgetrennt werden, obwohl die über 7000 Kleinbetriebe nur ½ vH der gesamten Lasten tragen und dieses ½ vH andererseits für die Groß- und Mittelbetriebe keine irgendwie nennenswerte Mehrbelastung ausmacht?

Soll man wirklich glauben, daß eine Angliederung an die Landesversicherungsanstalten mit ihrem rein behördlichen Charakter und ihrer äußerst schwierigen Finanzlage eine Entlastung für die kleinen Betriebe oder die Gesamtheit der Betriebe bringen würde, obwohl die Berufsgenossenschaften unter der heutigen Selbstverwaltung von ihren Vorständen nach deren kaufmännischen Prinzipien hin verwaltet werden?

Der Gedanke, die Beiträge für die den Landesversicherungsanstalten anzugliedernden Betriebe etwa im Wege des Zuschlages zur Gewerbesteuer einzuziehen, bezeichnet — ganz abgesehen von der Undurchführbarkeit, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll — den Weg, auf dem die Fahrt gehen wird. Wir können uns nicht denken, daß z. B. ein Steuersystem das bisherige Beitragsverfahren verbessern würde.

Man gewinnt nach diesem allen den Eindruck, daß lediglich Bresche in die berufsgenossenschaftliche Selbstverwaltung als eine „Unternehmerorganisation" gelegt werden und gleichzeitig den notleidenden Landesversicherungsanstalten auf Kosten der berufsgenossenschaftlichen Mitglieder auf die Beine geholfen werden soll, wie ja bereits das Gesetz zur Erhaltung leistungsfähiger Krankenkassen eine Stützungsaktion zuungunsten der Unternehmer gewesen ist.

Man erinnert sich ferner daran, daß die Landesversicherungsanstalten eine paritätische Besetzung ihrer Verwaltungsorgane haben, daß mit der Angliederung an die Landesversicherungsanstalten eine Durchbrechung der heutigen berufsgenossenschaftlichen Grundsätze auch in dieser Richtung erzielt wäre. Man erinnert sich schließlich an die Bestrebungen, die Unfallverhütung von den Berufsgenossenschaften auf die Gewerbeaufsicht zu übertragen. Dieses würde sich offensichtlich leichter ermöglichen lassen, sobald ein Teil der Unfallversicherung nicht mehr in den Händen der berufsgenossenschaftlichen Selbstverwaltung liegt. Es erübrigt sich fast zu erwähnen, daß der Übergang der Unfallverhütung aus der praktischen Mitarbeit des Unternehmertums in die reine Bürokratie eine Verschlechterung des Produktionsganges mit sich bringen würde.

Diesen Gefahrquellen gegenüber sei darauf hingewiesen,

daß bei den Berufsgenossenschaften die Geringfügigkeit der Verwaltungskosten im Verhältnis zu der Rentenlast keineswegs immer das Zeichen einer guten Verwaltung ist; denn eine berufsgenossenschaftliche Verwaltung arbeitet gerade dann besonders produktiv, wenn ihre Rentenlast gegenüber der Höhe der Verwaltungskosten möglichst gering ist, weil sie dann die Aufgaben der Unfallverhütung und des Heilverfahrens mit solchem Erfolge durchgeführt hat, daß eine zu hohe Dauerbelastung der Berufsgenossenschaft durch Renten vermieden wurde,

daß die Berufsgenossenschafts-Verwaltungen jetzt gerade dabei sind, die Verwaltungskosten möglichst noch mehr zu verringern, nachdem ihnen die Personal-Abbauverordnung im Gegensatz zu der Demobilmachungsgesetzgebung die nötige Handhabe geboten hat,

daß der Verband der Deutschen Berufsgenossenschaften fortgesetzt auf einen Abbau der Leistungen, insbesondere der kleinen Renten bis zu 33⅓ vH, deren Inhaber nach den gesammelten Erfahrungen in aller Regel den vollen Tariflohn verdienen, hinwirkt; denn ein Abbau der Leistungen ist bedauerlicherweise erforderlich, wenn nicht die gesamte Sozialversicherung wegen zu hoher Belastung der Wirtschaft zum Schaden der Arbeitnehmer zusammenbrechen soll.

Wir hoffen, den Unternehmern nachgewiesen zu haben, wo ihre Interessen liegen, und können nur dringend davor warnen, gegen die heutige Organisation der Berufsgenossenschaften irgendwie Stellung zu nehmen oder Klagen zu erheben. Vielmehr muß jeder Unternehmer Versäumtes schleunigst nachholen und in seinem engeren Kreise wie im Kreise der Wirtschaftsorganisationen für die berufsgenossenschaftliche Selbstverwaltung — und insbesondere auch für die berufsgenossenschaftliche Unfallverhütung — eintreten. Nur so kann unsere schon schwer genug bedrohte Wirtschaft vor einem neuen Schlage bewahrt werden.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Dez. 1924.

Kl. 5 b, Gr. 12. A 40 905. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Anlage zur Gewinnung und Förderung des Abraums im Tagebau von Braunkohlen u. dgl. 25. X. 23.

Kl. 5 b, Gr. 12. A 42 633. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verfahren zum Abbau von Braunkohlenflözen im Tagebau unter Benutzung von die Tagebaugrube überspannenden Abraumförderbrücken. 10. VII. 24.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 84 669. Maschinenfabrik Hasenclever Akt.-Ges., Düsseldorf. Drehtisch zum mechanischen Wenden von auf Rädern laufenden Transportgeräten. 22. IV. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. B 114 591. Karl Beisenherz, Dortmund, Hohe Straße 235. Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltsignalen. 23. VI. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. M 84 974. Albert Massenberg, Berlin-Friedenau, Rubensstr. 45. Anschluß von Trägern zur Erzielung einer teilweisen Einspannung an der Anschlußstelle. 14. V. 24.

Kl. 37 e, Gr. 9. W 59 287. Rowland Thomson Wales, New Rochelle, New York, V. St. A.; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Seitliche Haltevorrichtung an Schaltungsgerüstpfosten; Zus. z. Pat, 404 726. 2. IX. 21. V. St. Amerika 24. VII. 15.

Kl. 80 a, Gr. 52. H 91 848. Willi Heinz, Flammersbach, Dillkreis. Verfahren zur Herstellung von Schlackensteinen. 14. XI. 22.

Kl. 80 b, Gr. 1. G 61 042. Karl Giehne, Karlsruhe i. B., Wendtstr. 15. Mauermörtel. 26. III. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. L 56 596. Hubert Löscher, Halanzy, Belg.; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung von tonerdereichem Zement. 20. X. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 112 230. Berliner Actien-Gesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation (früher J. C. Freund & Co.), Charlottenburg. Antrieb für Wehre mit einem Segmentaufsatz. 7. I. 24.

Kl. 84 b, Gr. 1. N 22 225. Reichsfiskus (Reichswasserstraßenverwaltung) vertreten durch den Regierungspräsidenten als Chef der Verwaltung der märkischen Wasserstraßen, Potsdam. Selbstsperrender Antrieb für Schiffshebewerke. 26. VI. 23.

Kl. 84 d, Gr. 3. B 93 221. Dudley James Barnard, Barking, Essex. Großbrit.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Drehschaufelbagger. 11. III. 20. Großbritannien 12. VII. 15.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 112 687. Dr. Hermann Bach, Essen, Annastr. 35. Verfahren zur weiteren Zersetzung (Vergärung, Ausfaulung) von bereits gefaultem, keine nennenswerte Reduktion aufweisendem Abwasserschlamm. 9. II. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Dez. 1924.

Kl. 20 a, Gr. 20. A 41 177. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Klemmvorrichtung für die Seile von Seilbahnen. 14. XII. 23.

Kl. 20 g, Gr. 3. M 86 432. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Portalschiebebühne. 18. IX. 24.

Kl. 20 i, Gr. 5. E 31 394. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Stellvorrichtung für Straßenbahnweichen. 14. X. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. W 67 235. F. Paul Weinitschke, G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Elektrischer Weichenantrieb. 2. X. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. B 108 849. Berliner Actiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Schienenzange. 19. III. 23.

Kl. 38 c, Gr. 2. M 80 965. Metzke & Greim, Tief- und Hochbau, Berlin. Werkzeug zur Herstellung von Ausnehmungen an Bauhölzern zwecks Aufnahme von Krallenplatten. 17. III. 23.

Kl. 80 a, Gr. 1. K 85 836. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Maschine mit einem Schneidwerkzeug zum Zerlegen von abzubauenden Bodenschichten; Zus. z. Anm. K 79 521. 7. V. 23.

Kl. 81 c, Gr. 12. Sch 70 222. Otto Schultz, Berlin, Greifenhagener Straße 15. Durch eine Scheidewand in zwei Teile geteilter Behälter für Flüssigkeiten. 15. IV. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. L 58 967. Lübecker Maschinenbau-Ges., Lübeck. Trockenbagger mit ortsveränderlich einstellbarem Gegengewicht. 16. XI. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Dez. 1924.

Kl. 19 a, Gr. 14. P 47 689. Franz Paulus, Aachen, Cardinalstr. 2. Schraubenklemme gegen das Schienenwandern. 13. III. 24.

Kl. 19 a, Gr. 26. B 110 893. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Verfahren zum aluminothermischen Stumpfschweißen von Schienenstößen und ähnlichen Werkstücken. 30. VIII. 23.

Kl. 19 a, Gr. 28. S 65 129. Albert Sakobielski jr., Bochum, Zechenstraße 33. Aus einer Stange bestehendes Handgerät zum Kippen von Schienen. 18. II. 24.

Kl. 19 e, Gr. 3. M 84 487. Max Moldenhauer, Benneckenstein. Merkzeichen mit spiegelnder Oberfläche. 4. IV. 24.

Kl. 20 g, Gr. 3. K 91 652. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Triebvorrichtung für zwei auf gemeinschaftlichem Gleise laufende Schiebebühnen. 13. XI. 24.

Kl. 20 h, Gr. 7. B 113 050. Carl Bender, Köln-Lindenthal, Krementzstraße 2. Schrägaufzug für Eisenbahnfahrzeuge. 29. II. 24.

Kl. 20 i, Gr. 27. S 66 062. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Anzeigevorrichtung für in Fahrt befindliche Verkehrsmittel; Zus. z. Pat. 399 908. 21. V. 24.

Kl. 37 b, Gr. 5. E 30 307. Elektrotechnische Fabrik Thoßfell G. m. b. H., Thoßfell. Verfahren zur zugsicheren Lagerung von Bolzen in Sacklöchern von Bauteilen. 9. II. 24.

Kl. 37 e, Gr. 9. K 73 099. Constantin Kanint, Bochum, Kastroper Straße 61. Formstück; Zus. z. Pat. 351 158. 21. V. 20.

Kl. 37 e, Gr. 9. Z 13 747. Robert Ziegler, Mingolsheim b. Bruchsal. Haltevorrichtung für das Hochziehen eiserner Schalplatten. 21. IV. 23.

Kl. 37 e, Gr. 11. M 83 900. Oswaldt Meichsner, Leipzig, Crottendorfer Str. 6. Mittels Kette einstellbare Schließvorrichtung für Betonstampfformen. 16. II. 24.

Kl. 80 a, Gr. 53. H 87 704. The Hume Pipe & Concrete Construction Co. Ltd., London; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schleudergußvorrichtung. 21. XI. 21. England 3. I. 21.

Kl. 80 b, Gr. 3. M 81 839. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlackenverwertungsanlagen Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Gewinnung eines hochhydraulischen Bindemittels aus Haus- und gewerblichem Müll. 27. VI. 23.

Kl. 80 b, Gr. 25. P 45 132. Charles Davis Pochin, Corwen, North Wales, England; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Verfahren zur Herstellung von Pflasterelementen. 24. X. 22. England, 28. X. 21.

Kl. 84 b, Gr. 1. T 27 657. Thadeus Tillinger, Warschau; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61, Sparschleuse mit beweglichem Boden. 18. IV. 23.

Kl. 85 c, Gr. 6. V 18 778. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig. Vorrichtung zum Absaugen des Schlamms aus Absitzklärbehältern mittels drehbarer Saugrohre. 19. XII. 23.

Kl. 85 e, Gr. 18. F 55 614. Richard Flügge, Stendal, Bahnhofstr. 12. Aus einzelnen Gliedern bestehendes Gestänge für Werkzeuge zur Reinigung von Abwässerrohrleitungen. 6. III. 24.

Kl. 85 e, Gr. 21. A 41 907. Richard Arnold u. Friedrich Rost, Küsnacht, Kt. Zürich; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Ab- und Überlaufventil für Flüssigkeitsbehälter. 25. III. 24. Schweiz 26. I. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Dez. 1924.

Kl. 35 b, Gr. 1. 407 016. Norman Taylor Harrington, Cleveland, V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Kippturmkabelkran. 5. XII. 20. N 83 367. V. St. Amerika 18. XII. 19.

Kl. 65 a, Gr. 23. 407 225. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Mechanische Treidelanlage. 3. VII. 23. M 81 898.

Kl. 80 b, Gr. 5. 407 039. Oscar Nickel, Mülheim, Ruhr, Rathausmarkt, und Reinhold Markwitz, Duisburg, Lotharstr. 46. Verfahren zur Herstellung von Zementen. 28. I. 22. M 76 529.

Kl. 80 b, Gr. 25. 407 106. Norddeutsche Portland-Cement-Fabrik Misburg u. Dr. Willy Renner, Misburg. Verfahren zur Veredelung von natürlichem Asphalt u. dgl. Stoffen. 15. II. 24. N 22 874.

Kl. 81 e, Gr. 36. 407 107. Wilhelm Otto, Siegen i. W. Bunkerverschluß mit Drehschieber. 9. X. 23. O 13 904.

Kl. 85 c, Gr. 1. 407 244. Leon Gartzweiler, Berlin-Friedenau, Isoldestr. 3. Verfahren zur Lösung von Gasen in strömenden Flüssigkeiten, insbesondere in zu reinigendem Wasser und Abwasser. 18. I. 21. G 52 826.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Dez. 1924.

Kl. 20 g, Gr. 8. 407 426. Karl Jaeger, Brandenburg a. H., Gr. Gartenstraße 11. Gleitender Prellbock. 17. I. 24. J 24 321.

Kl. 20 k, Gr. 7. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Schienenverbinder. 24. V. 23. S 62 957.

Kl. 38 h, Gr. 2. 407 532. Grubenholzimprägnierung G. m. b. H., Berlin. Holzkonservierungsmittel; Zus. z. Pat. 356 132. 8. X. 22. G 57 599.

Kl. 80 b, Gr. 3. 407 373. Farbenfabriken vorm. Friedr. Bayer & Co., Leverkusen b. Köln a. Rh. Verfahren zur Herstellung eines hochwertigen geschmolzenen Zements. 3. XI. 22. F 52 835.

Kl. 80 b, Gr. 3. 407 534. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M., und Oskar Tetens, Örlinghausen. Herstellung zementartiger Mörtelbildner. 20. IX. 22. R 56 833.

Kl. 80 b, Gr. 5. 407 362. Heinrich Klein, Essen, Ruhr, Hammacher Straße 6. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelstoffs aus Hochofenschlacke. 24. IX. 23. K 87 374.

Kl. 80 b, Gr. 5. 407 410. Hubert Löscher, Halanzy, Belg., Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Herstellung von Mörtelbindemitteln aus Hochofenschlacke. 6. IV. 22. L 55 339.

Kl. 80 b, Gr. 20. 407 363. Aktiengesellschaft für Aschenchemie, Berlin. Verfahren zur Erzeugung von luftdurchlässigen Baustoffen feinster Körnung für die Herstellung von Fußböden, Putz oder von geformten Gebilden aller Art. 15. IV. 24. A 42 022.

Kl. 80 b, Gr. 20. 407 364. Aktiengesellschaft für Aschenchemie, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen und anderen geformten Gebilden aus Aschen aller Art. 15. IV. 24. A 42 023.

Kl. 80 b, Gr. 21. 407 365. Josef Weibel, Gloten-Sirnach, Thurgau, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Hederich, Pat.-Anw., Kassel. Verfahren zur Herstellung v. Bauelementen. 17. VII. 23. W 74258.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Dez. 1924.

Kl. 5 c, Gr. 4. 407 822. Adolf Baron, Beuthen, O.-Schl., Moltkeplatz 8. Nachgiebiger Ausbau für Querschläge, Schächte und ähnliche Bauwerke im Bergbau. 19. II. 22. B 103 623.

Kl. 20 i, Gr. 38. 407 774. The Westinghouse Brake and Saxby Signa[l] Company Limited, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnverkehrs-Überwachungsapparat. 22. V. 24. W 66 212. V. St. Amerika 27. VII. 23.

Kl. 49 e, Gr. 12. 407 860. Wilhelm Strümpelmeier, Rehme b. Bad Oeynhausen. Nietvorhalter. 23. XII. 22. St. 36 442.

Kl. 49 e, Gr. 13. 407 861. Allgemeine Electricitäts-Gesellschaft Berlin. Nietmaschine. 25. VI. 22. A 38 016.

Kl. 65 a, Gr. 53. 407 747. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen; Zus. z. Patent 407 225. 17. I. 24. M 83 554.

Kl. 80 b, Gr. 3. 407 659. Dr. Kunze & Soller, Köln-Mülheim. Herstellung von Zement aus Gips und Silikaten. 26. II. 22. K 80 988.

Kl. 80 b, Gr. 5. 407 654. Heinrich Müller, Gelsenkirchen, Essener Straße 109. Verfahren zur Herstellung von Hochofenzement, Eisenportlandzement u. dgl. unter Verwendung von Naturklinkern. 30. VI. 21. G 54 200.

Kl. 84 a, Gr. 3. 407 613. Eugen Fischer, München, Humboldtstr. 12/0 Hebbares Klappenwehr. 17. I. 23. F 53 284.

Kl. 84 c, Gr. 2. 407 614. Ernets Horne, Huy, Belg.; Vertr. B. Bomborn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Durchbohrte Vortreibspitze. 22. X. 22. H 91 502.

Kl. 84 c, Gr. 2. 407 615. August Wolfsholz, Preßzementbau Act. Ges., Berlin. Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen in moorsäurehaltigem Boden. 8. X. 22. W 62 216.

Kl. 85 c, Gr. 6. 407 660. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. H. Rheinpf. Verfahren und Vorrichtung zum Entfernen der Schwimm- und Sinkstoffe aus Kläräumen während des Klärvorganges. 1. VI. 22. St 35 804.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Mehrstielige Rahmen. Gebrauchsfertige Formeln zur Berechnung mehrfach statisch unbestimmter rahmenartiger Stabsysteme, als Hilfsmittel für den entwerfenden Ingenieur und für den Konstruktionstisch. Von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Geh. 24, geb. 26 GM.

Das Buch enthält in 16 Kapiteln eine Sammlung für die Berechnung der oben angegebenen Systeme, angefangen bei den einstieligen, zweifeldrigen Rahmen bis zu den mehrstieligen Hallenbindern und den einfachen Stockwerksrahmen. Wiedergegeben sind 95 Einflußlinien und 469 Rahmenfälle auf 422 Seiten. Die Entwicklung aller Formeln beruht auf der Annahme unverschieblicher Gelenklagerung. Bei Aufstellung der Formeln ist der Einfluß der Längs- und Querkräfte auf die Formänderungen vernachlässigt, also nur dem Einflusse der Biegungsmomente nachgegangen. Hingegen wurde die Verschiedenheit der Trägheitsmomente der einzelnen Rahmenteile überall berücksichtigt, und zwar in der Steifigkeitszahl. Bei Bestimmung des Einflusses infolge Wärmeänderungen ist stets eine gleichmäßige Wärmeänderung der ganzen Rahmengebilde zugrunde gelegt. Wenn man auch über die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Formelsammlungen für statische Berechnungen sehr geteilter Ansicht sein kann, so fällt doch im vorliegenden Falle die große Arbeitsersparnis günstig in die Wagschale, die man durch Benutzung des Kleinlogelschen Buches zu erzielen vermag. Die Zusammenfassung an sich ist organisch entwickelt, die einzelnen Formeln sind übersichtlich, die beigefügten erläuternden Skizzen klar und eindeutig. Das Buch dürfte sich in der Praxis bestens einführen und hier sich Freunde erwerben!

M. F.

Fortschritte beim Polieren und Lackieren. Von Paul Jaeger. Zweite Aufl. Verlag Forschungs- und Lehrinstitut für Anstreichtechnik, Stuttgart 1924.

Gegenüber der ersten, erst im Frühjahr 1924 erschienenen Auflage bringt die jetzt vorliegende zweite Ergänzungen, die das Ergebnis einer Studienreise nach Amerika darstellen. Das Büchlein bietet dem Sonderfachmann wertvolle Anregungen und Ratschläge.

M. F.

Schulz, Das germanische Haus in vorgeschichtlicher Zeit. Zweite ergänzte Auflage. Mannusbibliothek Nr. 11. Leipzig bei Curt Kabitzsch 1923.

Das Buch ist die unverändert abgedruckte 1. Auflage von 1913 vermehrt um einige Ergänzungen, die die wesentlichsten Ergebnisse der Forschung auf dem Gebiet des germanischen Wohnbaus seit 1913 geben. Daß sie sehr zur Klärung der vielen offenen Fragen beitrügen, läßt sich nicht sagen. Die Reste vorgeschichtlicher germanischer Wohnbauten sind außerordentlich dürftig. Die meisten sind als Zufallsfunde ans Licht gekommen und nicht mit der nötigen Sachkenntnis ausgegraben und aufgenommen. Der in Ausgrabungsdingen Bewanderte kann sich aus den wenigsten der veröffentlichten Aufnahmen und Berichte ein genaues Bild vom tatsächlichen Befund machen und steht den mehr oder weniger phantasievollen Wiederherstellungsversuchen deshalb ohne die Möglichkeit einer Kritik gegenüber. Vor allem entbehrt die Art und Weise der Darstellung jeder einheitlichen Methode. Es wäre zu wünschen, daß die, welche dem altgermanischen Wohn- und Bauwesen durch Ausgrabungen auf den Leib rücken wollen, sich der ausgearbeiteten Verfahren bedienten, wie sie sich bei der ausgräberischen Erforschung der alten Kulturen in Südeuropa, Ägypten und Vorderasien herausgebildet haben. Freilich müßte man dazu mit diesen Methoden vertraute Architekten oder Bauingenieure heranziehen. Gerade die letzteren kommen bei Bauausführungen, die mit großen Erdbewegungen verbunden sind, vielleicht am ehesten in die Lage, auf Siedlungsreste zu stoßen, und könnten manches für die Wissenschaft retten, was sonst verloren gehen würde. Ich erinnere daran, welch außerordentlich wertvolle Arbeiten von den Ingenieuren der Anatolischen Bahn und der Bagdadbahn auf archäologischem Gebiet geleistet worden sind. Ich bin überzeugt, daß die erste methodisch ausgegrabene Ruine eines gotländischen Langhauses die Zweifel beheben würde, ob es sich um ein wandloses Dachhaus handelt, wie Schulz es nebst anderen glaubt, oder um ein Haus mit Blockwänden, wie Thordemann es rekonstruiert. So wie die Dinge jetzt liegen, hat die Phantasie zuviel freien Spielraum. Was Schuchardt in Klein-Meinsdorf für südwesteuropäische Rundbauten mit Lehmkuppeln hält, sieht Schulz für ein Dachhaus mit umlaufender Lehmbank und Rohrdach an. Schulz's Buch ist für jeden, der sich mit der Frage nach der Herkunft der deutschen Hausformen befaßt, unentbehrlich, da es die vollständigste Übersicht des vielfach in zahlreichen Vereinsschriften und anderen entlegenen Stellen verzettelten Stoffes über das altgermanische Haus bietet.

Reuther.

Anweisung für die Ausführung von Zeitaufnahmen in Eisenbahnausbesserungswerken. Herausgegeben vom Eisenbahn-Zentralamt Berlin im August 1924. Genehmigt zur Einführung durch Erlaß 77. D 6256 vom 2. Juli 1924. Verlag H. Apitz in Berlin W. 57. Preis M 3,—.

Die Nachkriegszeit hat mit aller Deutlichkeit gezeigt und bewiesen daß die deutsche Industriearbeit grundsätzlich auf einem Akkordverfahren aufgebaut sein muß. Mehr noch als in den Privatfabriken ist dies in den Staatsbetrieben, wie sie in erster Linie die Ausbesserungswerke der deutschen Reichsbahn darstellen, zum Ausdruck gekommen. Aber erst mit dem Eindringen der wissenschaftlichen Betriebsführung nach amerikanischen Grundsätzen in die deutschen Betriebe, hat man hier erkannt, wo im Akkord- oder Gedingeverfahren, wie es in den Werkbetrieben der Reichsbahn heißt, der Hebel anzusetzen ist, um sowohl Arbeitgeber wie Arbeitnehmer zu befriedigen. Diese Befriedigung auf beiden Seiten kann nur dann vorhanden sein, wenn die für die Arbeiten der Belegschaft angesetzten Stückzeiten in jeder Hinsicht

sachlich und gerecht gebildet sind. Ein unentbehrliches Werkzeug hierzu sind die Arbeits- und Zeitproben oder kurz Zeitaufnahmen. Aber nicht nur zur Stückzeitbildung dienen diese Zeitaufnahmen, sondern in ebenso bedeutsamer Weise, die Arbeitsvorgänge zu untersuchen mit dem Ziel, bei jedem das beste Arbeitsverfahren zu erkennen.

Wie auf dem Gebiete der Zeitaufnahmen an verschiedenen Stellen bisher geforscht wurde, spiegelt das Fachschriftentum der Gegenwart wieder. Von größter Bedeutung aber ist es, daß soeben die deutsche Reichseisenbahn für ihre Werksbetriebe etwas Endgültiges in der vorliegenden Anweisung herausgegeben hat. Diese Anweisung ist das in sorgfältigster Weise trotz knapper Form dargestellte Ergebnis der umfangreichen Arbeit einer von der Zentralinstanz der Reichsbahn eingesetzten Arbeitsgemeinschaft für Zeitaufnahmen. Besonders zu begrüßen ist es, daß die ursprünglich für den Dienstgebrauch vorgesehene amtliche Anweisung mit Genehmigung der Hauptverwaltung der deutschen Reichsbahn auch in den Buchhandel gelangt ist und die überaus wertvollen Erfahrungen aus den Eisenbahnwerkstätten somit der Allgemeinheit nutzbar gemacht werden können.

Druck und Ausstattung des Heftes, das in einer Deckeltasche alle zugehörigen Vordrucke, wie z. B. Zeitbogen und Unterweisungskarten, auch mit Beispielen versehen, enthält, sind vorzüglich.

W. Müller, Dresden.

Graphische Hydraulik (Sammlung mathematisch-physikalischer Lehrbücher). Von A. Schoklitsch. Mit 45 Figuren im Text und auf 2 Tafeln. B. G. Teubner, 1923.

Der Verfasser ist durch seine gediegenen Arbeiten auf dem Gebiete der Hydraulik so vorteilhaft bekannt, daß man es begrüßt, wenn er in vorliegendem Büchlein auch einen Beitrag zu den praktischen Arbeitsmethoden bietet. Auch eine Darstellung solcher graphischen Verfahren, die auf die Aufgaben der Hydraulik anwendbar sind, ist sehr willkommen. Der Verfasser gibt unter ihnen den nomographischen einen hervorragenden Platz. Dies ist inzwischen ja auch noch von anderer Seite geschehen. Mathematisch ist die Nomographie gewiß sehr beachtlich, und Herr Schoklitsch hätte im Interesse der Studierenden — oder vielmehr ihrer Gewinnung für die Methode — seine Einleitung etwas ausführlicher gestalten sollen; eine Textseite mehr hätte schon genügt. So ist diese Einführung für den, der zum ersten Mal an die Sache herangeführt wird, zu kurz, gerade für den denkenden Leser, der wissen will, warum ihm eine Methode vorgelegt wird. Dann kann ich aber eine prinzipielle Bemerkung nicht unterdrücken, die wohl jedem Leser von d'Ocagne's großem Werk schon aufgestoßen sein wird. Es ist doch der Vorzug der graphischen Darstellung, dem Auge ein Bild von dem Verlauf einer Erscheinung oder eines Gesetzes zu geben sowohl dem Ganzen wie auch den Einzelzügen nach. Bei der Anpassung einer Formel an die nomographische Darstellung wird dieses Bild aber zerrissen, um die „Leitern" bequemer konstruieren zu können; ohne daß irgendwann im Gang dieser graphischen Rechnung es wieder zu einer bildlichen Darstellung der Sache selber, der Erscheinung, käme. Dazu kommt, daß auf die Konstruktion der Leitern unter Umständen sehr viel Zeit und Mühe verwandt werden muß, also allein auf die Vorbereitung der eigentlichen Arbeit. Erfordert doch die einfache Aufgabe der Bestimmung des Ausflusses aus kleiner Öffnung schon die Konstruktion dreier logarithmischer Maßstäbe (Leitern). Vgl. S. 34 des Buchs. Es ist wie gesagt, mathematisch in hohem Maße interessant, die Methoden der Nomographie näher kennen zu lernen, was am besten freilich immer noch an d'Ocagne's Traité de Nomographie selber geschieht. Und es ist auch nicht nur interessant, sondern dankenswert, daß Herr Schoklitsch die Anwendung der Methode auf Hydraulik dargelegt hat; aber in Hinsicht auf wirkliche dauernde Anwendung in der Praxis glaube ich nicht an eine große oder gar allgemeine Ausbreitung der Methode.

Gravelius.

Handbuch für Eisenbetonbau. 3. neubearbeitete Auflage, herausgegeben von Dr.-Ing. F. Emperger, 13. Band. Gebäude für besondere Zwecke. Bearbeitet von O. Neubauer, V. Lewe, R. Thumb, F. Boerner und F. Lange, F. Waldau (†) und J. Hingerle. Mit 127 Textabb. Preis 30 M, geb. 36 M. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Der erste Abschnitt über den Eisenbeton im Geschäftshausbau ist von dem Autor der früheren Auflage, Reg.-Baumstr. Neubauer bearbeitet worden. Bis auf neue Tresorbauweisen und neuere baupolizeiliche Vorschriften sind wesentliche Änderungen im Inhalt nicht zu erwarten gewesen, da gerade auf diesem Gebiet wenig Neues zu verzeichnen ist.

Das zweite Kapitel über Markthallen, Schlacht- und Viehhöfe, Kühlhäuser wurde von dem Privatdozenten Dr.-Ing. V. Lewe umgearbeitet; die Kühlhausbauten sind hier jetzt angegliedert.

Das dritte Kapitel von Baurat Thumb über Saal- und Versammlungsbauten ist nur durch die Auswechslung einiger Beispiele geändert worden.

Das vierte Kapitel über Fabriksgebäude und Lagerhäuser, von den Ingenieuren Boerner und Lange bearbeitet, hat eine besonders neuzeitliche Konstruktionsart, die trägerlosen (Pilz-) Decken, etwas stiefmütterlich behandelt. Der Mangel amtlicher Vorschriften soll sich, wie die Verfasser behaupten, als Hindernis für die Einführung der neuen Bauweise erwiesen haben. Neben einigen neueren deutschen Ausführungen hätten hier auch bestehende recht gute ausländische Bauwerke den Inhalt sicherlich bereichert. Bei der Bedeutung der trägerlosen Deckenkonstruktionen für den Fabriks- und insbesonders Lagerhausbau ist zu erwarten, daß die im Handbuch vereinigte Beispielsammlung entsprechend ausgebaut wird.

Das letzte Kapitel dieses Bandes über Eisenbetonschornsteine ist in der neuen Auflage nach dem Ableben des früheren Verfassers Waldau von Dr.-Ing. Hingerle übernommen worden. Der in Ludwigshafen tätige Verfasser hat die Möglichkeit, aus der reichen Praxis der Badischen Anilin- und Sodafabrik entsprechende Unterlagen zu verwerten. Bei einer nächsten Auflage dürfte er wohl eine Neubearbeitung der Berechnungsgrundlagen auf Grund der in Oppau vorgenommenen Messungen und Beobachtungen in Betracht ziehen. Daß der Verfasser den Einsturz eines Schornsteins bei der Oppauer Katastrophe u. a. auf Stöße von Betonblöcken und von eisernen Trägern zurückführt, ist befremdend und unbegründet.

Eine interessante Zusammenstellung der ausgeführten Schornsteine und von Berechnungsvorschriften beschließt das Kapitel. E. P.

Die neue deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Ihr Aufbau und ihr Wirken. Auf Grund der Bestimmungen des Reichsbahngesetzes vom 30. August 1924, der Gesellschaftssatzung, des Reichsbahnpersonalgesetzes und aus der geschäftlichen Praxis heraus. Von Dr. A. Sarter, Geh. Rgs.-Rat, Ministerialrat i. R. V. M., u. Dr. Th. Kittel, Ministerialrat i. R. V. M. Verlag für Politik u. Wirtschaft, Berlin. Preis: Halbleinen M. 8,50.

Das ca. 320 Seiten umfassende Buch ist bereits durch den Herrn Reichsverkehrsminister durch einen Erlaß an sämtliche Spitzenbehörden des Reiches und der Länder wegen der Bedeutung der behandelten Fragen für Staats- und Volkswirtschaft nachdrücklichst empfohlen worden. Die Umgestaltung der Reichsbahn in ein geschäftliches Unternehmen, sowie die Änderung der Rechtsverhältnisse innerhalb des Unternehmens und in seinen Beziehungen nach außen hin werden eingehend behandelt. Gegenstand eines besonderen Teiles bildet die künftige Wirtschaftsführung der Gesellschaft — die kaufmännischen Grundsätze, die Tarif-, Bau- und Betriebspolitik. Die Mitwirkung der genannten Verfasser bei der gesetzlichen und geschäftlichen Umgestaltung des Reichseisenbahnunternehmens bürgt für die autorative Bedeutung des vorliegenden Buches, das zweifellos — besonders für Juristen und Volkswirte — die Bedeutung eines wertvollen Nachschlagewerkes besitzt.

Die Qualitätsarbeit, ein Handbuch für Industrielle, Kaufleute, Gewerbepolitiker. Von Dr. Günther Frhr. v. Pechmann. Verlag Frankfurter Societätsdruckerei G. m. b. H., Abteilung Buchverlag, Frankfurt a. M. 1924. Preis Ganzleinen M. 6,—.

Die Beschränkung, die der Verfasser in dem Titel hinsichtlich des Leserkreises seinem Buche auferlegt, indem er dessen Lektüre im besonderen den Industriellen, Kaufleuten und Gewerbepolitikern zugedacht hat, ist auch im Sinne des Verfassers cum grano salis zu verstehen; denn der Konsument schlechthin ist der „mächtigste Gewerbepolitiker unserer Zeit." Noch ist man heutzutage häufig gezwungen, ihm in seiner Allgemeinheit — der „breiten Masse" — diese Fähigkeiten, wenn nicht sogar die Berechtigung, abzusprechen und daher leicht geneigt, auf eine Konsumentenerziehung im weitesten Maße zu verzichten. Der Satz Theodor Fischers, „es ist eine Unwahrheit, wenn gesagt wird, das Publikum verlange Schund, aber es ist eine Wahrheit, daß es den Schund kauft, wenn er vorhanden ist", heißt — von besonderen Einschränkungen abgesehen — auf gut deutsch, die Masse im allgemeinen ist kritiklos; und diese Erkenntnis ist alt und zugleich die bedauerliche Wahrheit. Und unser schnelllebiges Zeitalter ist nicht dazu angetan, diesen Zustand zu beheben. Die an sich schon schwerfällige Masse kann immer schwerer folgen und will letzten Endes geführt sein. Es würde hier zu weit gehen im Anschluß daran auf den vom Verfasser angeführten Gedanken einer „Manifestation des Kulturwillens" einzugehen. Jedenfalls ist dem Verfasser auf alle Fälle zuzustimmen, wenn er es für eine vornehme sittliche Pflicht hält, nichts unversucht zu lassen, um neue Kräfte zu sammeln, zur Mitarbeit heranzuziehen und alte zu erhalten zum Wohle der Allgemeinheit. Und in diesem Sinne darf dem Verfasser geraten werden, jede auch nur äußerliche Einschränkung fallen zu lassen. Denn das vorliegende Buch in seinem Aufbau ist lesenswert für jeden, der mit reger Anteilnahme die Entwicklung unserer Kultur und unserer Wirtschaft verfolgt. Konsument in irgend einer Form ist jeder, und je nach den ihm eigenen geistigen Bedürfnissen wird er von seinem Standpunkte aus an die Behandlung der in dem Buche aufgeworfenen Fragen zunächst von sich aus unvoreingenommen herantreten. Für den Industriellen und Kaufmann, den der Verfasser im Auge hat, gehört die Kenntnis und das Studium dieses Gebietes immer mehr zum Rüstzeug. Sowohl dem Laien als dem Fachmann wird der Verfasser gerecht. Einmal führt er den Leser in das Gebiet der Qualitätsarbeit ein, gibt eine klare Definition des Begriffes Qualität, leitet über auf das Gebiet des Kunstgewerbes, der gewerblichen Produktion, behandelt im Hinblick auf den Teilbegriff der Qualität, die Form, das Formgefühl bzw. den Formwillen, dem sich die Begründung des Wertes und des Ausdrucks der Qualitätsarbeit bei der Handarbeit

sowohl als bei der Maschinenarbeit anschließt. Über die Behandlung des Begriffs der „formschaffenden Arbeit" gelangt der Verfasser zu dem II. Teil seines Buches: Der Staat und die Qualitätsarbeit. Ausgehend von der volkswirtschaftlichen Bedeutung der Qualitätsarbeit erörtert Verfasser in den folgenden Kapiteln (8—14) die verschiedenen Möglichkeiten der Förderung des Qualitätssinnes von Staats wegen in der Erziehung und Unterrichtsweise an den verschiedenen Schu[...] Mit der eingehenden Bearbeitung des gesamten Gebietes wer[...] somit nicht nur wertvolle Anregungen gegeben; das Buch stellt gle[...] falls in seiner übersichtlichen und klar verständlichen Form und [...] umfassenden Inhalt das vom Verfasser beabsichtigte Handbuch [...]

G. I[...]

DEUTSCHER BETON-VEREIN (E. V.)

Tagesordnung für die 28. Hauptversammlung

am 23. Februar 1925, 9³⁰ vormittags, im Gelben Saal des Hotels Der „Kaiserhof", Berlin, am Wilhelmplatz
am 23. Februar 1925, 1³⁰ nachmittags, und am 24. u. 25. Februar 1925, 9³⁰ vormittags, im Beethovensaal der „Philharmonie", Berlin, Eingang Köthener Straße 32.

A. Innere Angelegenheiten des Vereins. Nur für Mitglieder.

Am Montag, den 23. Februar 1925, 9³⁰ vormittags, im Gelben Saal des Hotels „Der Kaiserhof", Berlin.

1. Jahresbericht des Vorstandes.
2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes.
3. Vorlage des Voranschlages für 1925.
4. Antrag auf Genehmigung der Beitragsordnung für 1925 gemäß § 5 der Satzung.
5. Antrag auf Erhöhung der Zahl der Vorstandsmitglieder von 12 auf 15 und Fassung des § 6 Absatz 2 der Satzung wie folgt: „Der Vorstand besteht aus 15 Mitgliedern: dem Vorsitzenden, einem I. Stellvertreter, einem II. Stellvertreter, einem Schriftführer, einem Kassenwart, einem Bücherwart und neun Beisitzern; ihm gehören außerdem die von der Hauptversammlung gewählten Ehrenvorstandsmitglieder an.
6. Neuwahl von 8 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung; durch Tod ist ausgeschieden Herr Dr.-Ing. e. h. Koenen, nach dem Turnus scheiden aus die Herren: Brenzinger, Direktor Ernst Dyckerhoff, Dr.-Ing. e. h. Schlüter, Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Schwenk.
7. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Herren Hugo Hüser, Karsch, Schwenzow).
8. Beschlußfassung über Abhaltung einer Wanderversammlung gemäß § 9 der Satzung.
9. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

B. u. C. Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art. (Für Mitglieder und Gäste.)

B. Vorträge (mit Lichtbildern).

Am Montag, den 23. Februar 1925, 1³⁰ nachmittags, im Beethovensaal der Philharmonie.

1. **Spannungsmessungen an Pilzdecken.** Heinrich Butzer, i. Fa. Heinrich Butzer, Dortmund.
2. **Ausführung von Silobauten unter Verwendung hochwertigen Portlandzementes.** Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Hielmann, i. Fa. Wicking'sche Portlandcement- und Wasserkalkwerke, Münster i. W.
3. **Fortschritte im Bau von Massiv-Kuppeln.** Oberingen[ieur] Dischinger, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G. Bieb[rich] a. Rh.

Am Dienstag, den 24. Februar 1925, 9³⁰ vormittags, im Beethoven[saal] der Philharmonie.

4. **Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauausführun[gen] auf berg- und hüttenmännischem Gebiet.** Dr.-Ing. R. Mautn[er], Direktor der Wayß & Freytag A.-G., Düsseldorf.
5. **Die Bauten für die Kanalisierung des Neckars zwischen Ma[nn]heim und Plochingen.** Strombaudirektor Konz, Stutt[gart].
6. a) **Ueber die Einwirkung von Ammonsalzlösungen auf Be[ton].** Professor Dr. Mohr, Badische Anilin- und Sodafab[rik] A.-G., Ludwigshafen.
   b) **Zerstörung von Betonbauten durch chemische Angriffe [und] konstruktive Abwehrmaßnahmen.** Oberingenieur Goe[...] Badische Anilin- und Sodafabrik, A.-G., Ludwigsha[fen].
7. **Der Talsperrenbau Muldenberg unter besonderer Berücksichtig[ung] des Mörtelwerkes und der Transportfragen.** Dr.-Ing. Arn[...] Philipp Holzmann, A.-G., Halle a. S.

Am Mittwoch, den 25. Februar 1925, 9³⁰ vormittags, im Beethovens[aal] der Philharmonie.

8. **Der Bau der Schwarzenbachtalsperre.** Dr.-Ing. Enzwei[ler], Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin.

C. Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art.

1. **Mitteilungen über einen infolge unrichtiger Ausschalung e[iner] Betonbogenbrücke veranlaßten Unfall.** Berichterstatter: [...]heimer Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Max Möller, Braunschw[eig].
2. **Die wesentlichsten Aenderungen der vom Deutschen Aussc[huß] für Eisenbeton bearbeiteten neuen deutschen Eisenbeton[be]stimmungen.** Berichterstatter: Professor B. Löser, Dres[den].
3. **Der Betonstraßenbau im In- und Ausland:**
   a) **Deutschland und andere europäische Länder.** Beri[cht]erstatter: Dr.-Ing. W. Petry, geschäftsführendes Vorstan[ds]mitglied des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel, Siegkr[eis].
   b) **Vereinigte Staaten von Nordamerika.** Berichterstat[ter]: Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.
4. Besprechung etwa gestellter Fragen.

Am Schluß der Versammlung ist Gelegenheit geboten, Fragen [aus] dem Teilnehmerkreis zu beantworten. Schriftlich gestellte Fragen [sind] in einem dazu bereitgestellten Kasten niederzulegen.

Obercassel, Siegkreis, den 20. Januar 1925.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.)
Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, Vorsitzender.

FÖRDERTECHNISCHE TAGUNG.

Der Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a, veranstaltet im Zusammenhang mit der Sonder-Ausstellung „Förderwesen" im Rahmen der Leipziger Technischen Messe vom 5. bis 7. März d. J. eine

Fördertechnische Tagung

unter dem Vorsitz des Herrn Prof. Dr.-Ing. eh. Aumund, Berlin. Der Tagungsplan enthält folgende Veranstaltungen:

I. Wissenschaftlicher Teil.

Donnerstag, den 5. März 1925:

Vorm. 10¾ Uhr: Eröffnung durch den Vorsitzenden.
Vorm. 11 Uhr: „Wirtschaftliche Flurförderung im Fabrikbetriebe", Obering. Hellmich, Berlin.
Mittags 12 Uhr: „Betriebswissenschaftliche Grundlagen für die Einführung der Fließarbeit (Bandmontage usw.)", Dr.-Ing. K. H. Schmidt, Darmstadt.
Nachm. 2 Uhr: Gemeinsame Besichtigung der Sonder-Ausstellung Förderwesen.

Freitag, den 6. März 1925.

Vormittag: Frei für Besichtigung der Technischen Messe.
Nachm. 2½ Uhr: „Kohlenlagern und -transport im Kesselhause", Geh. Reg. Rat Prof. Klein, Hannover.
Nachm. 3½ Uhr: „Fördermittel im Bauwesen", Prof. Dr. ing. Woernle, Danzig.
Nach jedem Vortrag Aussprache.

Sämtliche Vorträge finden im Vortragssaal der „Deutschen Büche[rei]", schräg gegenüber der Werkzeugmaschinenhalle 9, statt.

Sonnabend, den 7. März 1925:

Vorm. 9½ Uhr: Besichtigung des Werkes der Firma Adolf Bleich[ert] & Co., Leipzig-Gohlis. Treffpunkt am We[rk]eingang. (Die Firma bittet, daß Herren aus K[on]kurrenzfirmen der Besichtigung fern bleib[en].)
Nachm. 2 Uhr: Besichtigung des Werkes der Allgemeinen Transp[ort]anlagen-Gesellschaft, Leipzig-Großzschocher. T[reff]punkt in Leipzig zur Abholung durch Kraftwa[gen].

II. Gesellige Veranstaltungen.

Donnerstag, den 5. März 1925:

Nachm. 1½ Uhr: Gemeinsames Mittagessen zusammen mit [den] Teilnehmern an dem „Studententag" auf [dem] Ausstellungsgelände. Begrüßung durch einen V[er]treter der Stadt Leipzig.
Abends 8 Uhr: Treffpunkt in einem Bierrestaurant, welches [auf] der Teilnehmerkarte bekanntgegeben wird.

Zur Teilnahme an den Veranstaltungen berechtigt eine von [dem] Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung gegen Voreinsendung [des] Betrages von 10 GMk. zu beziehende Teilnehmerkarte. In di[eser] Summe ist der Preis für eine Dauereintrittskarte zur Technisc[hen] Messe enthalten.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

★ ZUR 28. HAUPTVERSAMMLUNG ★ DES DEUTSCHEN BETON EINS FEBRUAR 1925

ER BAUINGENIEUR

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 25. Februar 1925 Heft 4

DIE BAUARBEITEN ZUR SCHIFFAHRTSSCHLEUSE BEI DUISBURG.

(Zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals.)

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Vorstandsmitglied der Rheinisch-Westfälischen Bauindustrie A.-G., Düsseldorf.

Übersicht. Es wird die Baustelleneinrichtung und der Baubetrieb, welcher die Ramm-, Erd-, Beton- und Nebenarbeiten einschließlich der Wasserhaltung umfaßt, beschrieben. Gleichzeitig werden Angaben allgemeiner Natur über den Ruhrkrieg und die hiermit verbundenen Maßnahmen hinsichtlich Abänderung der Baudispositionen gemacht und zum Schluß die im Beton im Sommer 1924 aufgetretenen Zerstörungserscheinungen kurz erwähnt.

Um eine zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals durch die Ruhr in den Rhein bei Duisburg zu schaffen, war es erforderlich, auch im Zuge der von der preußischen Wasserstraßenverwaltung gewählten neuen Schiffahrtsstraße eine Schiffahrtsschleuse zu bauen, welche direkt nördlich des zwischen Ruhrort und Meiderich liegenden Ruhrwehres zurzeit in voller Ausführung begriffen ist.

Abb. 1. Übersichtsplan mit Schleusenbaustelle.

Wie aus dem Übersichtsplan der Abb. 1 hervorgeht, liegt die Baustelle in unmittelbarster Nähe großer Wassermengen, nämlich zwischen dem natürlichen Flußlauf der Ruhr und einer Reihe von Hafenbecken der Hafenanlagen von Duisburg-Ruhrort, deren Wasserstand mit demjenigen des einige Kilometer westlich fließenden Rheinstromes kommuniziert.

Die allgemeine Beschaffenheit der Bodenverhältnisse der Schleusenbaugrube — der Baugrund besteht im Mittel bis Ordinate + 10,0 etwa aus abgelagertem Flußkies mit einer darunter befindlichen festen Mergelschicht — bedingte unter diesen Verhältnissen als zweckmäßigste und wirtschaftlichste Ausführungsart die Herstellung des Schleusenbauwerkes in offener, mit Spundwänden eingeschlossener Baugrube; der Grundwasserandrang wird durch Wasserhaltung in großen Rohrbrunnen bzw. Pumpensümpfen außer- und innerhalb der Spundwand bewältigt.

Als Spundwand fand das Profil Larßen III mit einer Länge von 18 bis 20 m Anwendung; insgesamt enthält die Umschließungswand rund 21 500 m² Eisen, während für die Leitwerke der Vorhäfen einschließlich der Ankerwände weitere 4500 m² vorgesehen sind. Infolge der großen Länge der Spundbohlen hatte die Bauverwaltung eine sorgfältige rückwärtige Verankerung mit Zugbändern in hölzernen Pfahlböcken und ferner eine Absteifung mit Druckstreben gegen vor der Wand liegende Bockkonstruktionen vorgesehen. Im großen und ganzen ließ sich die Wand gut rammen. Nur stellenweise bereiteten größere Steine der Uferbefestigung des ursprünglichen Ruhrlaufes und die im Mergel häufig vorkommenden, im Innern Drusen aus Karbonat enthaltenden harten Knollen gewisse Schwierigkeiten. Zum Rammen wurden Heißdampframmen von Menck u. Hambrock G. m. b. H., Hamburg-Altona, mit vier und fünf Tonnen Bärgewicht benutzt.

Abb. 2.
Kruppscher B-Bagger beim Ausheben der Schleusenbaugrube. Eimerleiter 26 m lang.

Im Schutze der Spundwand wurde nun der Wasserspiegel in offener Baugrube verhältnismäßig leicht abgesenkt, da die Wand sich im allgemeinen als durchaus dicht erwies; die feste, wasserundurchlässige Mergelsohle, die den Baugrund für die Schleuse bildet, diente bei der Wasserhaltung als natürlicher unterer Abschluß der Baugrube.

Der Bodenaushub innerhalb der Spundwand geschah mittels eines B-Baggers der Firma Fried. Krupp A.-G., Essen; durch die ungewöhnliche Länge der Eimerleiter dieses Gerätes von rund 26 m war es möglich, die Baugrube in ihrer ganzen Tiefe mit einem Schnitt auszuheben. In Abb. 2 sieht

Abb. 3. Bindemittelfülleinrichtung der Mischanlagen.

man den Bagger auf der südlichen Längsseite der Baugrube im Betriebe. Insgesamt 515000 m³ Bodenmassen wurden mit ihm gelöst. Auch diese Arbeit konnte nach Überwindung einiger Kinderkrankheiten des Baggers, der das erste Erzeugnis der Krupp A.-G. auf dem Gebiete derartiger großer Baggermaschinen war, verhältnismäßig reibungslos abgewickelt werden.

Gewisse Schwierigkeiten lokaler Natur, welche den vorliegenden Verhältnissen entsprechend von vornherein nicht angenommen werden konnten, bereitete die letzte Wasserhaltung innerhalb des Spundwandkastens, welche zur Trockenlegung der Mergelsohle stattfinden mußte. Die einzelnen Gründe sollen hier nicht näher mitgeteilt werden. Ich will nur bemerken, daß der Wasserandrang im Mittel 18 m³/min betrug, indessen mit dem wechselnden Wasserstand der Ruhr innerhalb ziemlich weiter Grenzen nach oben und unten schwankte.

Kurze Zeit nach Beginn der Betonierungsarbeiten setzte dann aber der Ruhrkrieg mit allen seinen vielseitigen Folgen ein und beeinflußte auch die Bauarbeiten, besonders die Herstellung des eigentlichen Schleusenkörpers, außerordentlich ungünstig. Ich will hier auf keine näheren Einzelheiten eingehen und nur erwähnen, daß monatelang große Teile der gesamten Baustelle bei Lebensgefahr militärisch gesperrt waren, Maschinen und Geräte beschlagnahmt wurden, daß langfristige Unterbrechungen jedweder Transportmöglichkeiten für Baustoffe, Hilfsmaterialien, Maschinen, Ersatzteile usw. stattfanden, und daß die Verbindung der Zentralleitung der bauausführenden Firma mit der Behörde und der örtlichen Bauleitung nur ganz unvollkommen trotz Preisgabe aller Ansprüche auf neuzeitliches Reisen aufrecht erhalten werden konnte.

Die besten fremden Arbeiter wanderten unter diesen Umständen ins unbesetzte Gebiet ab. In der Hauptsache blieben minderwertige Elemente zurück. Man kann leicht ermessen, wie die Bauausführung unter diesen Verhältnissen im Jahre 1923 litt, zumal noch die unheilvollen Auswirkungen der Inflation unserer Währung hinzukamen. Daß es trotz allem gelungen ist, den Bau in dieser schwersten Bauperiode ein recht gutes Stück zu fördern, — es wurden im ganzen im Jahre 1923 etwa 40000 m³ Beton hergestellt —, erscheint heute, nachdem der Ruhrkrieg beigelegt und unsere Währung stabilisiert ist, nur schwer begreiflich.

Die Verhältnisse des Jahres 1923 bedingten in naturgemäßer Folge der ständigen fremden Eingriffe in unseren noch kaum in der Wiedergenesung befindlichen Wirtschaftskörper fortwährende Änderungen in der Disposition der Baustelleneinrichtung und Arbeitsweise. Niemals ist klarer in die Erscheinung getreten, daß der Wert theoretischer Bearbeitung eines bestimmten Problems, in diesem Falle insbesonders der Herstellung des rund 132000 m³ Beton enthaltenden Schleusenbauwerkes, im Dienst einer weitgehenden Anwendung und vielseitigen Auswertung auf dem Gebiet bereits gemachter Bauerfahrungen unter veränderten Umständen nur ganz gering sein kann. Niemals ist aber auch klarer sinnfällig wahrnehmbar geworden, daß ausdauernde Zähigkeit verbunden mit geistiger Überlegenheit auch auf indirekten mühevollen Wegen zum Ziel gelangen kann. Besonderer Dank ist an dieser Stelle der Bauverwaltung auszusprechen, welche es in richtiger Erkenntnis der veränderten Dinge zuließ, daß die Bauausführung in Abweichung von mancher Vertragsbestimmung den besonderen Verhältnissen angepaßt werden konnte.

Da das eigentliche Arbeitsniveau für die Baustelleneinrichtung auf Ordinate + 25,50 liegt, die Schleusensohle sich dagegen auf Ordinate + 9,20 bis 9,50 und die Oberkante des fertigen Bauwerkes auf + 30,50 befindet, die weitaus größten Massen somit unterhalb der Höhe + 25,50 herzustellen sind, die Kies- und Bindemittelzufuhr in unmittelbarer Nähe der für die Mischanlagen in Frage kommenden Stellen auf einem ziemlich ebenen Terrain in Höhe etwa + 29,0 stattfindet, ergibt sich zwangsläufig, daß das Mischen des Beton-

Abb. 4. Zustand der Baustelle im Juli 1924. Blick vom Oberhaupt gen Westen. (Nach einer Kohlezeichnung von G. Opfer, Düsseldorf.)

gemenges in Mischbatterieanlagen in Höhe + 25,50 stattfinden muß, worauf der fertig gemischte frische Beton auf sorgfältig durchdachten Gleisanlagen mit 600 mm Spurweite in Muldenkipperzügen durch Dampflokomotiven unter Zuhilfenahme von Fahrgerüsten längs und quer zur Schleusenachse unter Ausnutzung seiner Schwerkraft seiner Verwendungsstelle zugeführt wird. Entsprechend der großen Grundrißausdehnung des

auwerkes war es erforderlich, zwei Mischanlagen zu schaffen, m möglichst günstige Transportweiten zu erzielen. Die Anlage ner einzigen Zentralanlage, etwa in der theoretischen Querchse durch den Gesamtmassenschwerpunkt, war mit Rückcht auf die örtlichen Verhältnisse unvorteilhaft. Die Zufuhr er Bindemittel und des Zuschlagstoffes, gebaggerten Rheinessandes, erfolgt ebenfalls mit mechanischer örderung durch Muldenkipperzüge, wobei bei rsteren in der Mischanlage selbst nochmals eine tapelung der drei Bindemittel, Zement, Traß nd hydraulischer Kalk, stattfindet. Bei der verältnismäßig großen Entfernung der Bindemittelhuppen von den Mischanlagen — dieselben egen südlich der Hafenbecken A und B auf em schmalen Geländestreifen zwischen der Uferauer der Hafenanlagen und der parallel der chleusenachse nördlich am Fangedamm der augrube sich hinziehenden Straße (vgl. Abb. 1) war es ausgeschlossen, eine praktisch durchhrbare unmittelbare Entleerung der Bindeitteltransportgefäße in die einzelnen Maschinen er Mischanlagen zu vollziehen. Der Betonkies gert auf dem nördlichen Ruhrvorland westlich er Schleusenbaugrube und wird mittels eines m³ Greifers unter Benutzung eines Vorfüllichters in die Muldenkipperzüge verladen.

Eine Mischanlage steht am Unterhaupt, elches nach Westen liegt, die zweite bendet sich zwischen Mittel- und Oberhaupt, der Südseite der Baugrube; bei beiden egen die Fahrgleise zum Abtransport des rtigen Betons etwa auf Ordinate + 25,50. urzeit enthält die erste Mischanlage noch vei Maschinen „System Kaiser und Schlaudecker, St. Ingbert" it je 500 l Füllung; von den ursprünglich dort vorandenen vier Maschinen wurden nach Fertigstellung der auptmassen, welche durch diese Batterie geleistet werden llten, zwei somit entbehrliche Maschinen in die zweite Anlage

Abb. 5. Hilfsmischanlage östlich des Mittelhauptes auf Höhe + 16,0 im Sommer 1923.

uf der Südseite neben einer weiteren gleichen Maschine und ner 750 l-Maschine desselben Systems eingebaut.

Der größte Teil der Betonmengen der Schleusenkörper rd nach den Vorschriften der Bauverwaltung im sog. Dreioffsystem im Mischungsverhältnis ein Raumteil Zement: 25 Teilen hydraulischen Kalk: 2 Teilen Traß: 18 Teilen iessand hergestellt. Diese komplizierte Mischung, die außerem fast täglichen Modifizierungen entsprechend dem Stein- und Sandgehalt des jeweils täglich verwandten Zuschlagsmaterials unterworfen ist, bedingte bei gewissenhafter Ausführung des Betons die Anlage einer automatischen Fülleinrichtung der Mischmaschinen, welche die menschliche Unvollkommenheit der bedienenden Arbeiter nach Möglichkeit ausschaltet. Diese Anlage, welche in der Hauptsache aus drei senkrechten

Abb. 6. Blick in die Baugrube des Oberhauptes. Restlicher Erdaushub; Rammen der Sicherheitsspundwand am Fuß der Böschung.

eisernen Lutten mit entsprechend angeordneten, dicht schließenden vertikal verstellbaren und durch Hebelübersetzungen einzeln bedienbaren eisernen Horizontalschiebern besteht, ist in Abb. 3 im Bilde dargestellt und ermöglicht mit wenigen Handgriffen in kürzester Zeit eine unbedingt sichere Füllung der Mischmaschine entsprechend den vorgeschriebenen Raummengenverhältnissen der Bindemittel. Die Füllung der Lutten erfolgt durch hölzerne Trichter, denen das Material durch einen Plateauaufzug zugeführt wird.

Einen guten Überblick über die zurzeit vorhandene Baustelleneinrichtung gibt Abb. 4, welche auch gleichzeitig erkennen läßt, daß der Grundzug des Baufortschrittes vom Unterhaupt über das Mittel- zum Oberhaupt, also von Westen nach Osten durch das Bauwerk geht, und zwar wurden nach Möglichkeit beide Kammermauern stets etwa gleichzeitig hochgetrieben.

Von den Transportbrücken aus erfolgt die Weiterbeförderung des Betons durch schräge Rutschen in einzelnen Muldenkippern im Quer- und Längstransport auf jeweiliger Höhe der betreffenden Kammerabschnitte. Die weitere Verarbeitung geschieht unter Zuhilfenahme von Preßluftstampfern.

Abb. 5 zeigt eine Hilfsmischanlage, welche östlich des Mittelhauptes an der Südböschung auf Ordinate + 16,0 im Sommer 1923 angeordnet wurde. Die Batterie enthielt zwei Maschinen und entnahm ihren Kies aus dem östlichen Teil der Baugrube selbst aus einer etwa 15000 m³ fassenden Restmenge, welche von der Ausbaggerung der eigentlichen Fundierungsgrube stehengeblieben war. Dieser Kies wurde in Muldenkippern auf Baugrubensohle senkrechten, selbsttätig oben in den Fülltrichter der Maschinen entleerenden Aufzügen zugeführt; die Bindemittel erhielt die Mischanlage dagegen mittels einer kleinen schiefen Ebene von dem Terrain auf + 25,50. Die Maßnahme der Hilfsanlage erwies sich als sehr vorteilhaft, da sie es ermöglichte, größere Teile der Schleuse in Schleusenmitte im Parallelbetrieb mit den Abschnitten

zwischen Unter- und Mittelhaupt hoch zu bringen und gleichzeitig den restlichen Baugrubenaushub zu vollziehen, also einem doppelten Zweck diente.

Abb. 6 gibt ein Bild der Baugrube am Oberhaupt mit einem Teil der stehengebliebenen Kiesmenge. Das zum Betonieren ungeeignete Material dieses Restaushubes wurde

Abb. 7. Eiseneinlagen im Unterhaupt.

mit Kastenkippern auf 90 cm Spur abgefahren und zum teilweisen Hinterfüllen des Bauwerkes benutzt. Die Gleisanlagen mit Spitzkehre usw. hierfür sind auf dem gleichen Bilde links zu sehen. Im Hintergrund befindet sich eine kurze eiserne Spundwand am Fuß der Baugrubenböschung, welche zur Sicherung der letzteren dient, da sich gerade in diesem Teil der Böschung Wasseradern, vermutlich von undichten Stellen der Umschließungswand herrührend, vorfanden, welche bei fortschreitendem Restaushub den Bestand der östlichen Baugrubenböschung gefährdeten.

Zur Aufnahme von Biegungsspannungen, denen der Stampfbeton allein nicht gewachsen wäre, sind die Gründungsplatten der drei Schleusenhäupter mit schweren Rundeiseneinlagen bis zu rund 50 mm Durchmesser bewehrt. In Abb. 7 sieht man einen solchen Eisenrost des Unterhauptes im Lichtbild.

Die Wände der Kammermauern sowie der Schleusenhäupter sind von Ordinate + 19,0 aufwärts vorn mit Klinkern verblendet. Zum Transport dieser Steine und des Mörtelmaterials sowie zum Heben von Schal- und Gerüstholz dienen vier in der Längsrichtung auf der Schleusensohle laufende Turmdrehkräne, welche gleichzeitig die geringen Betonmassen des Schleusenbauwerkes, welche über dem Terrain auf + 25,50 liegen und somit durch ihre Schwerkraft nicht an ihre Verwendungsstelle gebracht werden können, heben. Die Leistungsfähigkeit dieser leichten Hebezeuge ist naturgemäß begrenzt. Für den vorliegenden Zweck genügen sie indessen vollkommen.

Über die Einschalungsarbeiten der Schleusenmauern und -häupter ist nichts zu sagen, da es sich hierbei um elementare Dinge des Betonbaues handelt. Die Form der Umläufe in den Häuptern wurde entsprechend ihrem mathematischen Charakter dadurch geschaffen, daß in genügend kleinen Abständen Querschnitte senkrecht zur Umlaufachse, welche im Unter- und Mittelhaupt eine ebene, im Oberhaupt dagegen eine Raumkurve bildet, in Form von Lehrbögen abgebunden, in richtiger gegenseitiger Lage durch einen Längsverband gehalten und mit schmalen Schalbrettern etwa parallel zur Umlaufachse benagelt wurden. Durch die Biegsamkeit der Schalung wurden die kleinen Unebenheiten, die aus dieser mathematisch immerhin noch rohen Annäherungsmethode resultierten, praktisch beseitigt. In Abb. 8 sieht man die auf diese Weise hergestellte fertig abgebundene Einschalung des Umlaufes im Oberhaupt kurz vor dem Betonieren.

Besonderes Interesse erweckt noch die Herstellung der Schleusensohle, welche nach Angabe der Bauverwaltung in Form von sechseckigen Sohlenprismen erfolgen mußte, um die Nachteile einer durchgehenden Platte, welche Schwind- und Setzungsrissen, selbst bei Anordnung reichlicher Dehnungsfugen unterworfen wäre, auszuschalten. Diese sechseckigen Prismen wurden auf einer Kiesunterlage an Ort und Stelle mittels eiserner Formen, welche die Bauverwaltung zur Verfügung stellte, gestampft. Die Formbleche selbst sind nach genügender Zeit, sobald kein gegenseitiges Abbinden der Prismen untereinander mehr zu befürchten war, mit Hilfe einer auf einem eisernen Wagen längs und quer verfahrbaren Winde herausgezogen. Abb. 9 gibt ein anschauliches Bild dieser Einrichtung und beweist gleichzeitig die Möglichkeit einer sauberen Herstellung dieses Sohlenschutzes, der gewissermaßen als eine Art an Ort und Stelle hergestellten Pflasterung anzusprechen ist.

Die Leitwerke bestehen teilweise aus massiven Betonstützmauern, teilweise aus eisernen Spundwänden System Larßen, welch letztere in durchaus solider Weise an einer rückwärts liegenden Ankerspundwand verankert werden. Abb. 10 zeigt den Rammvorgang des nördlichen Leitwerkes am oberen Vorhafen. Man erkennt auf dem Bilde die Hauptramme und gleichzeitig das Hilfsgerät zum Schlagen der Pfähle des Rammgerüstes. In sinnreicher Weise wurde der

Abb. 8. Einschalung des Umlaufs im Oberhaupt.

saubere Anschluß der Leitwerksspundwand an die Bohlen der Umschließungswand hergestellt, indem mit Hilfe eines verbauten Schachtes letztere autogen, soweit nötig, aufgeschlitzt und die besonders konstruierte mit einem versteiften Blech vernietete Anschlußbohle der Leitwerkswand durch diesen Schlitz gerammt wurde, so daß der Betonkörper des Leitwerkes, welches an dieser Stelle aufhört, eine scharfe, durch das Stehblech der Anschlußbohle gebildete senkrechte Kanten-

Begrenzung findet. Die Leitwerksspundwand ist hier rund [illegible] m lang. Im unteren Vorhafen liegen die Verhältnisse insofern schwierig, als beim Freischachten der Umschließungswand diese des dann fehlenden passiven Erddruckes wegen durch eine umfangreiche über 30 m freitragende horizontale Konstruktion in mehreren Punkten abgefangen werden muß. Dieses Tragwerk ist im Zusammenhang mit der elastisch im Erdreich eingespannten eisernen Spundwand, deren wirtschaftlichste Stützpunkte in senkrechter Ebene zunächst erst errechnet werden, ein mehrfach statisch unbestimmtes Gebilde; sorgfältigste Überlegung aller hierbei in Frage kommenden Gesichtspunkte ist hierbei unerläßlich, denn die Hochwasser der Ruhr und des Rheines treten häufig und in kurzer Zeit ein, sodaß die Spundwand den der Berechnung zugrunde gelegten Belastungen auch wirklich voll ausgesetzt wird; es schweben daher z. Z. noch Erwägungen zwischen der Bauverwaltung und der Unternehmerin, ob kein anderer Weg zur Herstellung dieses kleinen westlichen Stückes Sohlenpflasters gefunden werden kann, welcher diese großen Schwierigkeiten vermeidet. Von dem Umfang der Hochwasser geben Abb. 11 und 12 eine Vorstellung, welche im September und November 1924 von der Ruhr- bezw. Wehrbrücke aus nach Osten zu aufgenommen wurden. Im Hintergrunde der Abb. 11 liegt das Ruhrwehr, dahinter verdeckt die Schleusenbaugrube. Der Kieshaufen links ist das Kiesdepot für den Beton der Schleuse. Die links und rechts befindlichen Kieselelevatoren ankern am Ufer des eigentlichen Ruhrbettes. Alles übrige ist überflutetes Vorland.

Abbildung 12 wurde etwa zur Zeit des höchsten Wasserstandes, welcher während des Hochwassers des Rheins im Anfang November 1924 eingetreten ist, von der Wehrbrücke in der Richtung nach dem Oberhaupt zu aufgenommen. Man erkennt deutlich die tiefe, eingespundete Schleusenbaugrube — an der rechten Seite des Bildes liegt die Spundwand innerhalb des Hochwasserdammes — inmitten der sie umgebenden großen Wasserfläche der Ruhr, welche durch den Rückstau des Rheines hervorgerufen wurde. Am 6. November 1924 stieg das Wasser am oberen Vorhafen bis auf + 28,13; die

Abb. 10. Rammung der Leitwerksspundwand im oberen Vorhafen. (Nach einer Ölskizze von G. Opfer, Düsseldorf.)

Abb. 9. Betonierung der Sohlenprismen.

Oberkante der Spundwand liegt auf + 29,00; der Höhenunterschied betrug demnach nur noch 0,87 m.

Die Ausführung des großen Ingenieurbauwerkes fällt in die irregulärsten Verhältnisse, unter welchen eine neuzeitliche Bauausführung je zu leiden hatte. Nicht nur, daß, wie bereits erwähnt, Arbeitsdisposition und Baustelleneinrichtung fortwährenden Änderungen unterzogen werden mußten, galt es auch, Mittel zu finden, um die unheilvollen Auswirkungen der extremen Zeitumstände auf die persönlichen Arbeitsleistungen soviel als möglich zu kompensieren. Sämtliche Arbeiten, welche allein durch die Einzelarbeit einer geschlossenen Kolonne ausgeführt werden können, wurden daher in reinem Akkord vergeben; gemischte Arbeiten außerhalb dieser Bedingungen kamen hierfür nicht in Frage, denn die Praxis zeigte, daß die Akkordanten in Fällen unvermeidlicher Störungen bei durcheinandergreifenden Betrieben Ansprüche infolge Erschwernis der Arbeit herleiteten, welche die Anwendung des reinen Akkordsystems unmöglich machten. Die hiermit gemachten Erfahrungen sind bislang gut; auch erreichen die Leistungen im allgemeinen wieder die Vorkriegswerte. Nebenher wird, und zwar hauptsächlich beim Betonieren, im Prämiensystem gearbeitet. Bei diesen Arbeiten mußte vom Akkord abgesehen werden, weil die Gefahr bestand, daß die Qualität der Arbeit bei dem Versuche, möglichst große Leistungen zu erzielen, leiden würde, und weil unvorhergesehene, von der Kolonne nicht zu vertretende Stockungen unausbleiblich sind. Um aber die Bindemittel und Zuschlagsstoffe stets in ausreichender Menge an den Mischmaschinen vorrätig zu haben, wird der Transportkolonne eine Prämie ausgesetzt, wenn es ihr gelingt, die erforderlichen Rohstoffe für einen Tagesbedarf an die Maschinen zu schaffen. Nur das Ausladen der Bindemittel aus Waggon und Schiff in die

Abb. 11. Hochwasser im September 1924; von der Ruhrbrücke (in Abb. 1 Lehrbrücke genannt) gen Osten gesehen.

Lagerschuppen ist wieder reine Akkordarbeit im Betonbetrieb. Auch hier hat sich gezeigt, daß die Arbeiter die Möglichkeit des erhöhten Verdienstes durch gesteigerte Leistung wahr zunehmen wußten.

Ich kann die Beschreibung der Bauarbeiten der Ruhrschleuse nicht abschließen, ohne die im Sommer 1924 aufgetretenen Zerstörungserscheinungen im Betongefüge an gewissen Stellen der Kammermauern und Häupter wenigstens kurz zu streifen, zumal hierüber unzutreffende Vermutungen und Ansichten in weite Fachkreise gedrungen sind. Vorweg sei bemerkt, daß lediglich Umstände, welche meine Firma als ausführende Unternehmerin des Bauwerkes nicht zu vertreten hatte, die Ursache dieser Zerstörungen gewesen sind. Nach meiner wissenschaftlichen Überzeugung sind hierbei drei Gründe zu unterscheiden, nämlich: Die Lieferung von zu frischem, nicht genügend abgelöschtem hydraulischem Kalk, die Lieferung von hinsichtlich der Abbindezeit nicht den Normen entsprechendem Portlandzement und die Verarbeitung von durch die chemischen Abwässer der Emscher usw. verunreinigten, an der Mündung der Ruhr in den Rhein gebaggerten Kiessand. Jede Ursache genügt für sich allein, um minderwertigen Beton zu liefern. Treten sie additionell auf, erhöht sich ihre negative Auswirkung auf die Güte des Betons. Durch Übernahme der Kosten für Abbruch und Wiederherstellung des Betons hat die Bauverwaltung in anerkennenswerter Weise die Schuldlosigkeit der Unternehmerin an den Zerstörungserscheinungen dokumentiert. Mögen diese Zeilen die Veranlassung dazu geben, daß die Bauverwaltung als Lieferantin der Bindemittel und des Kiessandes das reiche, in ihren Händen befindliche Material über diesen rein wissenschaftlich hochinteressanten Fall der Öffentlichkeit zugänglich macht, damit auch die Bindemittelindustrie hierzu Stellung nehmen und ihrerseits Aufklärung geben kann. Gerade bei dem heute immer noch und auf grund mancherlei schlechter Erfahrungen mit Berechtigung vorhandenen Mißtrauen gegenüber der Güte gewisser Bindemittel ist eine öffentliche Erörterung dieses Falles auf rein wissenschaftlicher Grundlage durchaus am Platze.

Die Ruhrschleuse bei Duisburg ist eines der größten zurzeit in Deutschland in Ausführung begriffenen Ingenieurbauwerke. Die örtliche Bauleitung der Bauverwaltung liegt in den Händen

Abb. 12. Hochwasser im November 1924.

des Vorstehers des Staatlichen Kanalbauamtes Duisburg. Dem Kanalbauamt Duisburg ist die Kanalbauabteilung Essen übergeordnet.

Die Ausführung erfolgt durch die Rheinisch-Westfälische Bauindustrie A.-G., Düsseldorf.

DEUTSCHE HOCHWERTIGE PORTLANDZEMENTE.

Von Dr. Haegermann, Karlshorst.

Unter hochwertigem Portlandzement werden gegenwärtig Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit verstanden. — Die Druckfestigkeiten sollen nach 3 Tagen bei Wasserlagerung der Probekörper mindestens 250 kg/cm² betragen d. h. mindestens die gleichen Festigkeiten sein, wie sie die Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement nach 28 Tagen bei kombinierter Lagerung (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage in Wasser und 21 Tage an der Luft) verlangen. Für die Festigkeiten der höheren Altersklassen 7 bzw. 28 Tage sind bisher keine Mindestzahlen aufgestellt worden; sie übertreffen jedoch weit diejenigen der gewöhnlichen Handelsware.

In Deutschland gab es bereits lange Zeit vor dem Kriege Sonderportlandzemente, die als Selektorenzement, Rotiererzement usw. in den Handel kamen. Sie waren sorgfältig aus ausgesuchten Klinkern aufbereitet und wurden deshalb mit einem geringen Aufpreis verkauft. Größere Mengen wurden s. Z. allerdings nicht abgesetzt, und so stellten die Werke die Anfertigung dieser Zemente wieder ein.

Auf die Anregung des Baurates M. Spindel waren im Jahre 1914 in Österreich einzelne Werke zur Herstellung hochwertiger Zemente übergegangen und bald darauf schlossen sich mehrere Schweizer Werke diesem Vorbild an. Spindel legte in Wort und Schrift die Vorteile der hochwertigen Zemente dar und hat zweifellos viel zur Einführung derselben beigetragen. Diese Qualitätszemente waren nach den österreichischen bzw. schweizerischen Normen geprüft, und die in den Prüfungszeugnissen angeführten Festigkeitszahlen erweckten in Deutschland berechtigtes Aufsehen. — Auf den Unterschied der Festigkeitszahlen der verschiedenen Prüfungsverfahren ist in letzter Zeit mehrfach hingewiesen worden, so daß ein weiteres Ein-

ehen überflüssig erscheint. Es sei nur erwähnt, daß die aus-
indischen Prüfungsverfahren etwa 20—25 vH höhere Werte
efern als das deutsche. Es wurden aber die Ergebnisse der
usländischen Prüfungsverfahren meist ohne weiteres auf die
ach dem deutschen Verfahren erhaltenen übertragen, und
ieser Irrtum, der auch von wissenschaftlicher Seite häufig
egangen wurde, hat zweifellos viel zu dem Wunsche bei-
etragen, hochwertige Zemente zu verarbeiten und in Deutsch-
ınd beziehen zu können.

Die Frage der hochwertigen Zemente wurde eingehend
ehandelt gelegentlich der letzten Generalversammlung des
'ereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten (24.—26. März
924); von Bedeutung waren die Ausführungen von Professor
ehler, Dresden, in denen die Gründe für die Forderung hoch-
ertiger Zemente dargelegt wurden. Auch von anderen Wissen-
chaftlern und von Verbraucherkreisen, besonders vom
eutschen Beton-Verein (Dr. Petry, 27. Hauptversammlung
es Deutschen Beton-Vereins, im April 1924) wurde die Her-
tellung hochwertiger Zemente gefordert. Die Vorteile der
ochwertigen Zemente liegen in den hohen Anfangsfestigkeiten
egründet, die es gestatten, Bauwerke früh dem Betriebe zu
bergeben oder nach kurzer Zeit ausschalen zu können, wodurch
er Fortschritt des Baues gefördert und an Schalungskosten
espart wird. Aber auch für besonders stark beanspruchte
auteile kommt hochwertiger Zement in Betracht.

Die Deutsche Portlandzementindustrie hat sich diesen
orderungen nicht verschlossen, und es gibt z. Z. etwa 15
Verke, welche hochwertigen Portlandzement herstellen. Die
Verke verteilen sich über ganz Deutschland. — In den Sommer-
ıonaten war eine erhebliche Überproduktion zu verzeichnen;
er Verbrauch war im Verhältnis zu gewöhnlichem Portland-
ement gering. Erst in jüngster Zeit ist eine Steigerung des
edarfs eingetreten, und es steht zu erwarten, daß die guten
rfahrungen, die bisher mit deutschen hochwertigen Portland-
ementen gemacht sind, zu ausgedehnter Verwendung führen
erden. Der Überpreis von etwa 20 vH, welcher bedingt
ird durch stärkeres Brennen, Verwendung bester Kohlen
nd erhöhte Mahlkosten, wird von der Verbraucherschaft als
erechtigt anerkannt, zumal die hochwertigen Portlandzemente
ine Gewähr für hohe 3- und 28tägige Festigkeiten bieten.

In den nachfolgenden Tabellen werden die Eigenschaften
eutscher hochwertiger Zemente unter Angabe von Grenz-
ahlen und Mittelwerten angeführt, um einen ersten Überblick
u gewähren.

1. Siebfeinheit.

Rückstand auf dem 4900 Maschensiebe:

niedrigster Wert	höchster Wert
0,9 vH	10,8 vH.

bei der Mehrzahl zwischen
3,5 vH.

2. Litergewicht in kg:

eingefüllt niedrigster Wert	eingefüllt höchster Wert	eingerüttelt niedrigster Wert	eingerüttelt höchster Wert
0,961	1,069	1,628	1,765

3. Abbindeverhältnisse.

Die Abbindeverhältnisse waren normal; der Beginn lag bei etwa 2—4 Stunden; die Abbindezeit betrug höchstens 8 Stunden.

4. Raumbeständigkeit.

Normen- und beschleunigte Proben waren bei allen Zementen bestanden.

5. Druckfestigkeit 1:3.

Wasserlagerung.

3 Tage niedrigster Wert	3 Tage höchster Wert	7 Tage niedrigster Wert	7 Tage höchster Wert
253	370	337	438
Mittelwerte			
299		408	

Wasserlagerung 28 Tage niedrigster Wert	Wasserlagerung 28 Tage höchster Wert	kombinierte Lagerung 28 Tage niedrigster Wert	kombinierte Lagerung 28 Tage höchster Wert
443	615	507	636
Mittelwerte:			
511		581	

6. Zugfestigkeit 1:3.

Wasserlagerung

3 Tage niedrigster Wert	3 Tage höchster Wert	7 Tage niedrigster Wert	7 Tage höchster Wert
24,1	30,8	26,1	36,7
Mittelwerte:			
29,0		31,7	

Wasserlagerung 28 Tage niedrigster Wert	Wasserlagerung 28 Tage höchster Wert	kombinierte Lagerung 28 Tage niedrigster Wert	kombinierte Lagerung 28 Tage höchster Wert
32,5	42,3	36,7	49,1
Mittelwerte:			
35,6		41,8	

Es wurden ferner fünf deutsche hochwertige Portlandzemente nach den österreichischen Normen geprüft (Einschlagen der Probekörper mit der Fallramme unter Verwendung von deutschem Normensand), wobei folgende Festigkeiten ermittelt wurden.

Zement: deutscher Normensand = 1:3.

Wasserlagerung.

7 Tage niedrigster Wert	7 Tage höchster Wert	28 Tage niedrigster Wert	28 Tage höchster Wert
425	537	606	741
Mittelwerte:			
500		667	

kombinierte Lagerung

28 Tage niedrigster Wert	28 Tage höchster Wert
685	780
Mittelwerte	
727	

Die Tafel zeigt den Kurvenverlauf gemäß der Normenforderung (3) und den der mittleren Werte der hochwertigen Portlandzemente nach deutschem (2) und österreichischem Prüfungsverfahren (1).

Beim Vergleich der Mittelwerte mit den Normenforderungen von 120 kg pro cm^2 nach 7 und 200 bzw. 250 kg/cm^2 nach 28 Tagen lassen sich folgende Beziehungen aufstellen:

Die 3tägige Festigkeit liegt 20 vH über der Forderung für 28tägige kombinierte Lagerung und 50 vH über der für 28tägige Wasserlagerung oder sie beträgt das $2\frac{1}{2}$fache der 7tägigen Festigkeit. Die 28tägigen Festigkeiten der hochwertigen Zemente betragen das $2^1/_3$ bis $2\frac{1}{2}$fache der entsprechenden Normenforderung. Zieht man die nach österreichischem Verfahren ermittelten Zahlen heran, so beträgt der Mittelwert für 7 Tage (500) mehr als das 4fache und für die 28tägigen Festigkeiten etwa das 3fache der geforderten Normenfestigkeiten.

Die vorstehende Zusammenstellung gibt ein Bild von der Güte der deutschen hochwertigen Portlandzemente, und die Prüfungsergebnisse nach dem österreichischen Verfahren zeigen, daß die deutschen Erzeugnisse den ausländischen vollkommen gleichwertig sind.

EISENBETONBAUTEN FÜR DEN BERGBAU.

Von Oberingenieur F. Lange und Ingenieur W. Clouth, Düsseldorf.

In den letzten Jahren haben sich im Bergbau, teils durch die im Kriege notwendig gewordene Sparsamkeit und teils zur Verwertung von neuen Erfindungen, Industrien gebildet, die sich mit der Gewinnung von Nebenprodukten aus der Steinkohle befassen. Ganz besondere Bedeutung gewann der Koks auf dem Wirtschaftsmarkt. Es lag daher sehr nahe, dieses Produkt aus der Steinkohle möglichst billig zu gewinnen. Die im nachfolgenden beschriebene Koksgewinnungsanlage ist nun so eingerichtet, daß zum Betrieb derselben jede menschliche Arbeit, ausgenommen die Bedienung der Maschinen und Apparate, ausgeschaltet wird und hierdurch die Anlage gegenüber den früher verwendeten einen durchaus wirtschaftlichen Betrieb darstellt. Von den Herstellungskosten dieser Anlage entfällt ein großer Teil auf die Bauten, die für die Umbauung der Maschinen und Apparate und die Beförderungs- und Umschlagsanlagen für die Roh- und Fertigprodukte erforderlich werden. Der Charakter dieser Bauwerke, ausgenommen die Koksofenbatterie, ist derart, daß sich hierfür der Eisenbeton in besonders wirtschaftlicher Form verwenden läßt. Diese Zweckmäßigkeit des Eisenbetons hat sich die Bauherrin bei den hier behandelten Anlagen ergiebig zunutze gemacht.

I. Koksgewinnungsanlage auf Zeche Kaiserstuhl II in Dortmund.

1. Zweck und Grundrißanordnung der Anlage.

An Bauwerken für diese Anlage, die zur Gewinnung von Nebenprodukten aus der Steinkohle wie Koks, Benzol, Gas usw. dient, wurden errichtet: Ein Kohlenturm, zwei Koksofenbatterien, und zwar zu beiden Seiten des Kohlenturmes, ein Kokslöschturm, eine Kläranlage, ein Koksbunker mit Aufzug und Aufzugsgrube und ein Kamin. Sämtliche Bauwerke mit Ausnahme der Koksöfen wurden in Eisenbeton ausgeführt, der Kamin wurde in Betonhohlsteinen mit Eiseneinlagen hergestellt. Aus Abb. 1 ist die Lage der einzelnen Bauten zueinander zu ersehen, Abb. 2 zeigt eine Gesamtaufnahme der Anlage.

Abb. 1.

Der Arbeitsvorgang von der Übernahme der Steinkohle bis zur Abgabe des Kokses ist folgender:

Die Beschickung des Kohlenturmes wird mit Transportband direkt vom Schacht aus bewirkt. Unter dem Boden des Bunkers im Kohlenturm befindet sich in gleicher Höhe mit Oberkante der Koksöfen eine Zwischenbühne, auf welcher mit einer elektrischen Kohlenzuführungsmaschine dem Bunker die Kohle entnommen und den Koksöfen zugeführt wird. Der in den einzelnen Öfen gewonnene glühende Koks wird mittels der Ausstoßmaschine aus den Öfen direkt in einen schweren, elektrisch betriebenen eisernen Wagen gedrückt und unter den neben dem Kohlenturm befindlichen Kokslöschturm befördert. Hier erfolgt die Berieselung und Abkühlung des Kokses durch eine im Kokslöschturm eingebaute Berieselungsanlage. Der von dem Kokslöschwagen aufgenommene abgekühlte Koks wird nun zum Aufzug des Koksbunkers gebracht, in die Aufzugsbehälter gestürzt, hochgezogen und über die Rutsche in den Koksbunker geschüttet. Dann erfolgt mit einer maschinellen Anlage die Sortierung des Kokses nach den verschiedenen Körnungen und anschließend hieran die Verladung in die unter dem Koksbunker anfahrenden Waggons. Das abfließende Wasser der Berieselungsanlage wird mittels Sammelrinne in die Kläranlage geführt; der sich beim Durchlaufen der Anlage vom Wasser absondernde Schlamm wird mit einem Elevator hochgezogen, das Wasser wird in zwei Becken geklärt und durch eine Pumpenanlage zur weiteren Verwendung abgepumpt.

Abb. 2. Gesamtaufnahme der Anlage.

2. Beschreibung der Eisenbetonbauwerke.

a) Der Kohlenturm (Abb. 3—5) mit einer Gesamthöhe von 34,35 m über Hüttensohle enthält außer der bereits erwähnten Bühne einen Bunker von 1250 m^3 Inhalt, welcher die vom Schacht mittels Transportband anfallenden Steinkohlen aufnimmt. Die Abgabe der Kohle in die Zuführungsmaschine erfolgt durch zwölf im Bunkerboden befindliche Ausläufe, die den unteren Abschluß der Trichter des Bunkerbodens bilden. In dem oberen Aufbau des Turmes befindet sich die maschinelle Einrichtung für den Antrieb der Transportbänder, und auf einem oberen wagerechten Rahmen des Bunkers sind die beiden Transportbrücken gelagert.

Die statische Berechnung des Bauwerkes wurde unter Zugrundelegung der folgenden Lasten und Beanspruchungen durchgeführt:

Abb. 3. Grundriß des Kohlenturmes und Kokslöschturmes in Höhe der Zwischenbühne.

Kokslöschturm Kohlenturm

Abb. 4. Schnitt a—a.

Abb. 5. Schnitt b—b.

α) Die Auflasten der Transportbrücken und der Transportbänder von insgesamt 25 t,

β) das Naßgewicht der Steinkohle mit 0,80 t/m^3 und einem Böschungswinkel von 40°,

Abb. 6. Grundriß der Kläranlage.

γ) das Gewicht eines gefüllten Zuführungswagens von 7 t Maximalraddruck und einer gleichmäßigen Belastung der Transportbühne von 0,50 t/m^2 unter Abzug der Wagendeckfläche,

δ) einer Windbelastung von 150 kg/m^2.

ε) Der Baugrund wurde mit 2,5 kg/cm^2 belastet.

Der den oberen Abschluß des Bunkers bildende, geschlossene, wagerechte Rahmen ist für senkrechte Lasten (aus Transportbrücken, Transportbändern und Dachaufbau) und für wagerechte Lasten (oberer wagerechter Auflagerdruck der Wandständer und Seitendrücke der Transportbrücken) berechnet.

Die Bunkerwände sind als aufgelöste Konstruktion ausgeführt. Die Platte spannt sich wagerecht und ist als durchlaufende Konstruktion berechnet, wobei die Auflagerzüge an den Ecken durch besondere Zugeisen, die in der anliegenden senkrechten Wand durchgeführt werden, aufgenommen sind. Die Wandständer erhalten Druck und Biegung und sind dementsprechend bewehrt. Die oberen Auflagerkräfte werden von dem oberen geschlossenen Rahmen, die unteren wagerechten Auflagerkräfte der an den Längsseiten befindlichen Ständer von in den Trägern des Bunkerbodens angebrachten Zugeisen aufgenommen; diejenigen der an den kurzen Seiten angeordneten Wandständer werden vom Bodenträger übernommen

Abb. 7. Längsschnitt a—b.

und beanspruchen diesen auf Biegung in wagerechter Richtung. Die senkrechten Lasten der Wandständer werden auf die äußeren Bodenträger übertragen.

Aus der geforderten Bodenform ergab sich die Einteilung in Haupt- und Nebenträger mit dreieckigen Querschnitten, deren Berechnung mit den Lasten der Füllung ohne Berück-

sichtigung der Reibung an den Bunkerwänden durchgeführt ist.

Die Zwischenbühne ist als Rippendecke mit den unter γ) angegebenen Lasten berechnet.

Die erforderlichen Flächen der Streifengründung sind

Abb. 8. Grundriß des Kokbunkers.

Abb. 9. Querschnitt a—a mit Aufzugsgrube.

berechnet unter Berücksichtigung der senkrechten Lasten des Kohlenturmes und der Windlasten für die aus Probebelastungen ermittelte zulässige Bodenpressung. Die größere Breite der Gründung an der Seite des Kokslöschturmes ergab sich aus von Konsolen aufgenommenen Eigengewichtslasten des Kokslöschturmes. Die Gründung wurde wie das ganze Bauwerk in Eisenbeton hergestellt. Die Bunker-Innenflächen sind unter Zusatz von Basaltgrus wasserdicht geputzt.

b) Der Kokslöschturm (Abb. 3—5). Die Gesamthöhe desselben über Hüttensohle beträgt 35 m. Besonders zu berücksichtigen bei diesem Bauwerk war, einen Beton herzustellen, der genügend Haltbarkeit bietet gegen die durch das Abkühlen des glühenden Kokses mit Wasser entstehenden heißen Dämpfe, die sich in dem unteren trichterförmigen Teil des Bauwerkes sammeln und dann durch den Schlot abziehen. Um die Haltbarkeit zu gewährleisten, wurden die statisch ermittelten Stärken durchweg größer gewählt, und um Risse zu vermeiden, erhielten sämtliche Wände eine besondere Bewehrung zur Aufnahme der Wärmespannungen. Als Zuschlagsstoff zum Zement wurde Splitt aus vulkanischem Gestein (Basalt) verwendet. Damit den heißen Dämpfen an den Innenflächen keinerlei Angriffsflächen geboten werden, sind dieselben mit einer Mischung 1 : 2 aus Zement und Basaltgrus geputzt und geglättet. Der Fußboden ist aus Stampfbeton mit daraufliegenden gußeisernen Platten im Gefälle hergestellt; die seitliche Rinne sammelt das Löschwasser und leitet es der anliegenden Kläranlage zu. Das auf dem Boden befestigte Gleis nimmt die Kokslöschwagen auf.

Abb. 10. Längsschnitt b—b.

c) Die Kläranlage (Abb. 6 u. 7). Das schmutzige Wasser von der Löschstation läuft zuerst in den trichterförmigen Behälter A, in welchem sich der gröbere Teil des Kohlenschlammes absetzt und mit einem hier eingebauten Elevator hochgezogen wird. Durch den Überlauf B gelangt das Wasser in

die Klärbecken C. Das geklärte Wasser wird mit den in Raum D untergebrachten Pumpen zur weiteren Verwendung abgepumpt. Böden und Wände der gesamten Anlage sind in bewehrtem Beton hergestellt, die Innenflächen sind wasserdicht geputzt.

d) Der Koksbunker mit Aufzugsgrube (Abb. 8—10). Der in vorbeschriebener Anlage gewonnene Koks wird mit den Kokslöschwagen der Aufzugsgrube zugeführt und von hier durch Aufzug, welchem die Grube zugleich als Gründung dient, auf die Rutsche in 20,90 m Höhe gehoben. Die Rutsche und der Bedienungsgang werden von der Tragkonstruktion der Bühne IV aufgenommen, die Oberfläche der Rutsche ist zum Schutz gegen zu starke Abnutzung durch den fallenden Koks mit 5 cm starken, gußeisernen Platten abgedeckt. Auf der Bühne III wird der anfallende Koks gelagert und von hier durch die Sortierungsmaschinen auf Bühne II auf die unter dem Bunker anfahrenden Waggons abgelassen. Für die Bühne I, welche bei späterer Erweiterung eingebaut werden soll, ist die Tragkonstruktion mit vorgesehen.

Alle Tragteile der Gründung und des Aufbaues sind mit Ausnahme der Bühne II und III in Eisenbeton ausgeführt. Bühne II wurde teilweise in I-Trägern mit Betonkappen hergestellt, weil die Anordnung einer großen Anzahl Öffnungen die Ausführung in Eisenbeton unwirtschaftlich machte; die Ausführung der Bühne III erfolgte deswegen in Eisen, weil sie bei späterer Erweiterung entfernt werden soll.

Die Dachkonstruktion ist mit den üblichen Rahmenbindern und Balken mit dazwischen gespannter Dachhaut ausgeführt. Ein Oberlicht dient zur Entlüftung und Abführung der noch vorhandenen Koksdämpfe.

Die Aufzugsgrube, welche mit Unterkante Gründung etwa 2 m im Grundwasser liegt, ist zwischen Holzspundwänden gegründet und mit betonbewehrter Sohle und Stampfbetonwänden ausgeführt. Die Wände sind als Stützmauern zur Aufnahme des seitlichen Erddruckes und der Lasten einer Staatsbahnlokomotive bzw. des schweren Kokslöschwagens untersucht. Die an der Ofenseite sich befindende Rutsche dient zum Abgleiten des vom Löschwagen in den Aufzug fallenden Kokses. Die Innenflächen der Grube sind mit einem wasserdichten Putz versehen.

e) Der Kamin, ausgeführt nach „System Nast" (Abb. 11—13), dient zur Abführung von Gasen aus der Koksofenbatterie. Der Kamin ist auf einer Eisenbetongründung, in welche Flacheisen zur Verbindung des Aufbaues mit einbetoniert sind, in Höhe von 63,60 m über Hüttensohle aus vorher angefertigten Betonformsteinen mit Flacheiseneinlagen in senkrechter Richtung, welche die im Querschnitt entstehenden Zugspannungen aufnehmen und mit Beton umhüllt sind, in runder Form hergestellt. Abb. 13 zeigt die Arbeitsweise dieser Ausführungsart.

Abb. 11.
Grundriß a—a des Betonstein-Kamines nach „System Nast".

Abb. 13. Darstellung der Arbeitsweise.

Abb. 12. Aufriß b—b.

Die aufgehenden Flacheisen werden mit Schrauben untereinander verbunden, da die hier vorliegende Verbundbauweise mit kleinen Betonquerschnitten eine Zuweisung der Haftspannung nicht gestattet.

Zur Vermeidung von Zerstörungen am Beton durch die vom Rauchkanal eintretenden heißen Gase wurde der untere Teil des Kamins bis 15 m Höhe mit einem Chamottefutter versehen.

Die Bauweise dieses Kamins gestattet gegenüber einer solchen in Mauerwerk und reinem Eisenbeton eine verhältnismäßig schnelle Herstellung; außerdem wird mit dieser Verbundbauweise eine Konstruktion erzielt, die dem Eisenbeton

Abb. 15.
Rahmenbinder an die Lohnhalle im E.-G.

Abb. 14. Grundriß in Höhe der Erdgeschoßdecke.

hinsichtlich der Güte vollkommen gleichwertig, aber bedeutend billiger ist, da mit der Verwendung der Formsteine die umständliche und kostspielige Herstellung der Schalung vermieden wird. Gegenüber den gemauerten Kaminen garantiert

Abb. 16. Querschnitt b—b durch das Kauengebäude.

daß sich die Abwickelung des Betriebes in der kürzesten Zeit bewerkstelligen läßt. Die anfahrende Belegschaft gelangt durch den Haupteingang und einen Flur in die etwa 500 m² große und i. M. 11 m hohe Umkleidehalle des Kauengebäudes und von hier nach dem Umkleiden zurück über eine breite Kellertreppe durch den Keller des Bureaugebäudes und einen unterirdischen Tunnel, welcher das Gebäude mit dem Schacht verbindet, zur Schachteinfahrt, ohne nochmals den Zechenhof betreten zu müssen. Die ausfahrende Belegschaft nimmt den umgekehrten Weg.

In der Umkleidehalle sind zum Aufbewahren und Trocknen der Kleider an den in 8,50 m Höhe liegenden Zugbändern des Daches die Vorrichtungen zum Aufziehen und Herablassen der Kleider angebracht; mit einer guten Beheizung der Halle wird in den Arbeitspausen der einzelnen Belegschaften das Austrocknen der Arbeitskleidung besorgt. Das über fünf Felder durchgehende Oberlicht bewirkt die Belichtung und Entlüftung der Kaue. Die Waschräume befinden sich an der Längsseite der Halle und sind durch Öffnungen unmittelbar mit dieser verbunden.

Die Umkleide- und Waschräume für Tagesarbeiter und Jugendliche sind gesondert im Kauengebäude untergebracht.

Der Keller, welcher sich etwa auf die halbe Grundfläche ausdehnt, enthält Magazin und Warmwasserbereitung.

Abb. 17. Bewehrung des Kauendachbinders.

diese Konstruktion eine verhältnismäßig große Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen, die durch mechanische oder Temperatureinwirkungen entstehen können.

Die Bauten wurden im Jahre 1921 ausgeführt.

Der Entwurf der Gesamtanlage ist von der Firma Heinrich Koppers in Essen angefertigt, die Eisenbetonbauten wurden von der Rheinisch-Westfälischen Bauindustrie A. G. in Düsseldorf konstruiert und ausgeführt, und den Kamin stellte die Nast Bau-Aktiengesellschaft in Gleiwitz O. S. her.

II. Eisenbetonbauwerke auf Schacht IV der Gewerkschaft „Minister Achenbach" in Brambauer bei Dortmund.

Mit der Fertigstellung und Inbetriebnahme des neu abgeteuften Schachtes IV mit den zugehörigen Betriebsanlagen ergab sich zur Vervollständigung der Schachtanlage die Notwendigkeit der Errichtung des Kauen- und Bureaugebäudes und der Kühltürme. Die Zechenverwaltung entschloß sich, diese Bauwerke mit Ausnahme der Kühlturmaufbauten in Massivbauweise herzustellen.

1. Das Kauen- und Bureaugebäude (Abb. 14—19).

a) Beschreibung des Betriebes.

Die Anordnung der Anlage entspricht allen Anforderungen der Neuzeit. Die Einteilung der Räume ist so vorgenommen,

Abb. 18. Querschnitt a—a durch das Bureaugebäude.

Das Bureaugebäude ist einschließlich Keller viergeschossig. Im Keller befinden sich die Lampen- und Akkumulatorenräume, die Umkleide- und Baderäume für die Steiger, Magazine und Nebenräume.

Das Erd- und 1. Obergeschoß sind für die verschiedenen Bureaus der Betriebsleiter und Meister und für Magazine aufgeteilt, im Dachgeschoß sind Registratur und Aktenräume untergebracht.

Der in der Mitte des Bureaugebäudes angeordnete Lichthof von etwa 220 m² Grundfläche, beginnend im Erdgeschoß, wird als Lohnhalle verwendet. Ein in Höhe der Erdgeschoßdecke 1,50 m auskragender Umgang gestattet den besonderen Zugang zu den einzelnen Räumen des 1. Obergeschosses. Das in der Dachdecke eingebaute Oberlicht sorgt für eine gute Belichtung und Entlüftung der Halle.

Abb. 19. Dach des fertigen Kauengebäudes.

b) Beschreibung der Konstruktionen.

Die Gründungen wurden in Beton, die Decken, Unterzüge und Dächer in Eisenbeton und die Umfassungs- und Innenwände tragend in Ziegelmauerwerk hergestellt.

Die rd. 16 m breite Kauenhalle überspannt ein Eisenbetondach von mansardenartiger Form, dessen Haupttragkonstruktion als Zweigelenkbogen mit Zugband und Hängesäulen berechnet und ausgeführt wurde. Zur Lastverteilung auf die Mauerpfeiler wurde als Bogenauflager ein durchgehender Eisenbetonbalken angeordnet (Abb. 16). Als Besonderheit ist die Bewehrung der Knotenpunkte vom Druckgurt und Zugband anzusehen, wobei die Verankerung des Zugbandes vollkommen mit Rundeisen durchgeführt ist; die Eiseneinlagen des Zugbandes sind so stark gewählt, daß sie nur mit 900 kg/cm² beansprucht werden (Abb. 17). Um nach dem Ausschalen die statische Form des Bogens zu erhalten, wurde eine Überhöhung desselben von 2,5 cm im Scheitel bei der Einrüstung gewählt, welche aus der Dehnung des Zugbandes, der Pressung des Bogens und aus dem Setzen des Lehrgerüstes errechnet wurde. Als Nutzlast wurde die Belastung aus Wind und Schnee auf die Dachhaut und 100 kg/m² Grundfläche für Kleideraufzüge auf die Zugbänder zugrunde gelegt.

Die Binder des seitlichen Waschraumdaches wurden als freiaufliegende Träger unter Berücksichtigung der Aussparungen berechnet.

Das Bureaugebäude weist außer den Dachbindern über der Lohnhalle und der Überspannung der Öffnung zwischen Lohnhalle und Kassenraum keine Besonderheiten hinsichtlich der Konstruktionen auf.

Um genügend Öffnungshöhe zu erreichen, wurde die 10 m lange Öffnung zwischen Lohnhalle und Kassenraum im Erdgeschoß mit einem Zweigelenkrahmen mit beiderseitigen Kragarmen überspannt (Abb. 15) und zur Entlastung im 1. Obergeschoß über vorgenanntem Rahmen ein ebensolcher angeordnet.

Der 10,65 m weit gespannte Dachbinder der Lohnhalle (Abb. 18), welcher mit seiner Unterkante wagerecht verläuft, wurde zur Verminderung des Eigengewichtes und des besseren Aussehens wegen mit Aussparungen versehen und dementsprechend berechnet und bewehrt.

Die Innenflächen sind dem Zwecke der einzelnen Räume entsprechend behandelt, die Außenflächen sind mit Fugenputz versehen.

2. Gründungen von zwei Kühltürmen in Eisenbeton (Abb. 20 u. 21).

Beide Gründungen für Kühltürme mit je 1500 m³ Stundenleistung wurden zugleich mit dem Kauen- und Bureaugebäude

Abb. 20. Fertiger Kühlturmunterbau in Eisenbeton.

ausgeführt. Die Herstellung sämtlicher Bauteile einschließlich der Gründungsplatte erfolgte in Eisenbeton. Die seitlichen Wände sind für Wasserdruck von innen und Erddruck beberechnet. Die 7 m hohen Eisenbetonstützen dienen zur Aufnahme der Lasten des Aufbaues und der Windkräfte auf

Abb. 21. Die fertigen Kühltürme.

dem Turm. Die gesamten Innenflächen einschließlich der Träger sind wasserdicht geputzt.

Die Ausführung erfolgte im Jahre 1922.

Entwurf der Gesamtanlage: Dipl.-Ing. Kesten in Essen, Konstruktion und Ausführung der Eisenbetonarbeiten: Rheinisch-Westfälische Bauindustrie A. G. in Düsseldorf, Konstruktion und Ausführung der Kühleraufbauten: Otto Estner in Dortmund.

ÜBER DIE AUSKLEIDUNG VON DRUCKSTOLLEN MIT BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER VERWENDUNG EINER ELASTISCHEN DICHTUNG[1]).

Von Dr.-Ing. Walch, Oberingenieur der Siemensbauunion G. m. b. H. Kdt.-Ges., Berlin.

1. Die Aufgaben der Druckstollenauskleidung.

Beim Bau von Druckstollen nahm man sich bis vor kurzem sowohl für den Vortrieb wie auch für die Auskleidung den Tunnelbau zum Vorbild, wo man bereits seit vielen Jahrzehnten durch die mächtige Entwicklung des Eisenbahnbaues Gelegenheit hatte, Erfahrungen aller Art in reichstem Maße zu sammeln.

Für den Vortrieb konnte man die dort üblichen Bauweisen ohne weiteres auch hier beibehalten, es wurden nur in den meisten Fällen unbedeutende Änderungen in der Vortriebsmethode dadurch bedingt, daß das Profil eines Druckstollens fast immer erheblich kleiner ist als das eines Eisenbahntunnels. Dies bedeutet jedoch, solange wenigstens ein gewisser Grenzwert nicht unterschritten wird, eine Vereinfachung, insbesondere da die hier vorkommenden Längen meist geringer sind, als bei vielen der modernen Eisenbahntunnels, so daß sich Erschwernisse in der Lüftung, der Förderung usw. trotz der Querschnittsverkleinerung nicht allzu stark bemerkbar machen. Dazu kommt noch als weiterer Vorteil, daß man bei Anordnung von Druckstollen, die nicht wie ein Eisenbahntunnel Teile einer großen, weit ausgedehnten Anlage sind, bei der Linienführung in gewissem Umfange unabhängiger ist von Rücksichten auf andere Teile der Anlage und mehr darauf achten kann, daß nach Möglichkeit nur standfestes Gebirge durchfahren wird. Durch den dadurch häufig ermöglichten Wegfall der Verzimmerung wird der Vortrieb in hohem Maße erleichtert. Anders jedoch liegen die Verhältnisse bei der Auskleidung. Hier ist es nicht angängig, ohne weiteres die Erfahrungen des Tunnelbaues auf den Druckstollenbau zu übertragen und die dort erprobten Bauweisen auch hier anzuwenden. Im Tunnelbau fällt der Auskleidung im wesentlichen eine dreifache Aufgabe zu. Sie muß den Fels gegen den Einfluß der Atmosphäre und gegen die Rauchgase schützen, damit eine Verwitterung des Gesteins vermieden wird. Ferner muß sie den Eintritt von Wasser in den Tunnel verhindern, wozu noch bei druckhaftem Gebirge als wichtigste Aufgabe die Aufnahme der vom Gebirge ausgeübten Kräfte hinzukommt.

Dieselben Aufgaben liegen im Stollenbau vor, außerdem jedoch auch noch andere, die äußerst wichtig sind und die man anfänglich nicht genügend beachtet hatte, deren Bedeutung man jedoch allmählich auf Grund ungünstiger Erfahrungen erkannt hatte. Es ist verwunderlich, daß man trotz mancher Mißerfolge, den Ursachen derselben nicht schon lange nachging, dieselben vielmehr auf besonders ungünstige örtliche Verhältnisse oder Ausführungsfehler zurückführte. Erst einige größere Fehlschläge mahnten dazu, dem Druckstollenbau und der Frage der Auskleidung dieser Stollen größere Aufmerksamkeit zu schenken.

Im Gegensatz zum Tunnel muß der Druckstollen den Innendruck des durch ihn geleiteten Wassers aufnehmen, gleichzeitig muß aber die Auskleidung so dicht sein, daß Wasserverluste vermieden werden. Diese beiden Aufgaben, die hier zu den bereits im Tunnelbau vorhandenen noch hinzukommen, können nicht ohne weiteres von einer im Tunnelbau üblichen Auskleidung erfüllt werden.

Durch den Innendruck werden einerseits in radialer Richtung durch die Auskleidung Druckkräfte auf das Gebirge übertragen, andererseits treten aber in der Auskleidung selbst in tangentialer Richtung Zugkräfte auf, deren Größe davon abhängig ist, wie weit die Auskleidung selbst unter dem Wasserdruck sich zusammendrückt und wie weit das Gebirge nachgibt, so daß die Auskleidung Bewegungen mitmachen muß.

Wäre das Gebirge vollständig starr und es würden unter dem auftretenden Wasserdruck keinerlei Bewegungen im Gebirge eintreten, so würden die Zugspannungen in der Auskleidung — abgesehen von den geringen Spannungen infolge Zusammendrückbarkeit der Auskleidung — gleich Null sein.

Mit diesem theoretischen Fall kann jedoch nicht gerechnet werden, er wird in Wirklichkeit nie vorhanden sein, denn jedes Gebirge ist elastisch und innerhalb gewisser Grenzen zusammendrückbar. Sind diese Bewegungen auch nur sehr gering — Bruchteile von Millimetern —, so genügen sie doch, um ganz beträchtliche Spannungen in der Auskleidung hervorzurufen.

Dazu kommt noch, daß selbst bei gutem Gebirge fast stets stellenweise mit Einlagerung eines weicheren Gesteins zu rechnen ist. Ferner sind in jedem Gebirge Klüfte vorhanden und es bilden sich bei den Ausbruchsarbeiten Sprengrisse. Dabei ist vor allen Dingen noch zu beachten, daß die einzelnen Gebirgsarten sich den Sprengarbeiten gegenüber verschieden verhalten, außerdem die Wahl des Sprengstoffes eine wesentliche Rolle spielt. Je brisanter der Sprengstoff, desto weiter wird sich die Wirkung im stehenbleibenden Gestein noch bemerkbar machen und dort Zerstörungen, Sprengrisse usw. hervorrufen.

Fast bei jedem Gestein wird eine derartige „Zerrüttungszone" vorhanden sein, abgesehen von einem sehr festen, kluftarmen Gebirge. Bei brüchigem und klüftigem Gebirge wird sich eine solche Zone stärker herausbilden, in dünnschiefrigem Gestein wird eine Aufblätterung stattfinden, während bei grobgeschichtetem Fels die Ausdehnung der Zerrüttungszone davon abhängig sein wird, ob die Bohrlöcher senkrecht oder parallel zur Schichtung liegen. Im ersten Falle wird sie erheblich kleiner sein als im zweiten.

Weiter spielt hier der Umstand eine Rolle, ob Wasserandrang vorhanden ist oder nicht, und wieweit derselbe durch die Sprengarbeiten zurückgedrängt wird. Auch hierdurch treten geänderte Verhältnisse ein, die u. U. zu Bewegungen Anlaß geben. Alle diese Ursachen rufen Bewegungen auf einem kurzen Stück der Auskleidung hervor, da an solchen Stellen dem Innendruck nicht der gleiche Widerstand entgegengesetzt wird wie bei gutem Gebirge. Diese Bewegungen sind wohl noch schädlicher als solche, die durch die Zusammendrückbarkeit des Gesteins hervorgerufen werden, da sie meist noch größer sind und das Schließen der Klüfte und Sprengrisse wohl meist nicht gleichmäßig vor sich geht, sondern ruckartig.

Aber nicht nur, daß das Gebirge Veranlassung gibt zu irgendwelchen Bewegungen der Auskleidung, die zu Undichtigkeiten führen, die Auskleidung selbst ist nicht vollständig gleichartig in ihrer Zusammensetzung, es sind auch hier oft schwache Stellen vorhanden, die leicht zu Bewegungen und Rißbildungen Anlaß geben. Es sei hier nicht auf schlechte Stellen hingewiesen, die infolge schlechter Arbeit auftreten, sie können bei guter Aufsicht zum größten Teil vermieden, wenn auch nicht vollständig ausgeschaltet werden. Es sind hier vor allen Dingen die Nahtstellen gemeint, die durch den Arbeitsvorgang bedingt sind und die auch bei sorgfältigster Arbeit schwache Stellen bleiben werden. Selbst bei besonderer Einlage von Eisen an diesen Stellen, sowie durch Herstellen der Auskleidung in einzelnen und in sich geschlossenen Ringen wird dieser Übelstand nur teilweise vermieden.

Wichtiger aber ist es noch, daß es nie gelingen dürfte, an allen Stellen einen vollständig dichten Anschluß der Auskleidung an das Gebirge zu erreichen, insbesondere auf der Firststrecke besteht die Gefahr, daß Hohlräume bleiben. Durch

[1]) Die Schriftleitung fordert die Fachkollegen, die andere Ansichten vertreten als der Autor, auf, zu der zeitgemäßen und wichtigen Frage Stellung zu nehmen.

sorgfältige Arbeit lassen sich zwar die Hohlräume vermindern und verkleinern, aber nicht aus der Welt schaffen. Das nachträgliche Hinterspritzen der Auskleidung mit Zementmörtel verbessert zwar den Anschluß zwischen Gebirge und Auskleidung, wie aber nachträgliche Ausbesserungsarbeiten und besondere Feststellungen gezeigt haben, ist doch stets, wenn auch nur an einzelnen Stellen, mit solchen schädlichen Hohlräumen zu rechnen.

Auch das Schwinden des Betons beim Erhärten gibt Anlaß zur Bildung von Hohlräumen zwischen Auskleidung und Gebirge. Es ist allerdings nicht zu verkennen, daß im allgemeinen im Stollenbau das Schwindmaß ein geringeres sein wird, da die feuchte Luft sowie die Gebirgsfeuchtigkeit das Abbinden und Erhärten des Betons nur langsam vor sich gehen lassen.

In neuester Zeit hat man auch festgestellt, daß der Einfluß der niedrigen Temperatur, des durch den Stollen fließenden Wassers, zu beträchtlichen Spannungen in der Auskleidung und in dem die Auskleidung umgebenden Gebirge Anlaß gibt. Diese Erscheinung ist von großer Bedeutung, insbesondere bei längeren und tiefliegenden Stollen. Sie gilt naturgemäß auch für Freigefällestollen, wo sie bisher noch nie beachtet worden ist, aber sicherlich auch zu schädlichen Spannungen führen kann.

Die Größe der Bewegungen, die bei Druckstollen eintreten können und die die Auskleidung ohne Schaden zu nehmen aushalten muß, läßt sich im voraus nicht festlegen. Ein Bild darüber wird man sich erst machen können, wenn nach Ausbruch des Stollens Versuche ausgeführt werden, für die man sich die schlechtesten Stellen aussuchen muß. Im allgemeinen kann man wohl sagen, daß bei gutem Gebirge die Bewegungen nur einige Millimeter oder sogar nur Bruchteile von Millimetern betragen werden, ein scheinbar geringes Maß, da saber doch schon genügt, um große Schäden hervorzurufen.

Derartige Versuche sind bisher leider nur wenige ausgeführt und bekannt geworden, so daß hier kurz die im Stollen Amsteg gewählte Versuchsanordnung beschrieben sei. Eine Spannsäule, die im Gebirge eingelassen ist, trägt eine Nickelscheibe von etwa 20 cm Durchmesser. Eine Anzahl von Stäben ist mit dem einen Ende ins Gebirge eingelassen, so daß das andere Ende, das eine Achatspitze trägt, sich auf der Nickelplatte befindet. Treten nun Bewegungen im Gebirge ein, so werden sie durch Kratzer der Achatstifte auf der Nickelscheibe wiedergegeben. Dabei war die Scheibe von außen drehbar, so daß sie zwischen den einzelnen Drucksteigerungen etwas verschoben werden konnte. Dadurch erhielt man keinen fortlaufenden, gleichmäßigen Linienzug, man konnte vielmehr die Bewegungen bei den einzelnen Drucksteigerungen feststellen.

Die Gründe, die zu irgendwelchen Bewegungen in der Stollenauskleidung Anlaß geben können, sind also mannigfaltige, der größte Teil läßt sich auch nicht durch irgendwelche Sorgfalt bei der Herstellung vermeiden.

Es ist somit bei der Druckstollenauskleidung die Aufgabe zu lösen, entweder eine Auskleidung zu finden, die imstande ist, die hier geschilderten Bewegungen mitzumachen, ohne daß Risse auftreten, die zu Undichtigkeiten Anlaß geben, bezw. die trotz vorhandener Risse in einem Teil der Auskleidung noch dicht bleibt, oder aber es muß durch irgendwelche Maßnahmen das Gebirge so gefestigt werden, daß Bewegungen unmöglich werden, bezw. so klein bleiben, daß sie unschädlich sind.

Beide Wege sind bereits verfolgt worden. Ehe wir jedoch darauf näher eingehen, sollen die bisherigen Auskleidungen näher betrachtet und untersucht werden, wieweit sie den an sie gestellten Aufgaben gerecht wurden.

2. Die bisherigen Arten der Auskleidung.

a) Einfache Stampfbetonauskleidung mit Zementputz und u. U. einem dichtenden Innenanstrich.

Diese Art der Auskleidung ist die ursprünglichste und lehnt sich wohl am engsten an den Tunnelbau an, da man bei Druckstollen die im Tunnelbau noch häufiger als die Stampfbetonauskleidung anzutreffende Auskleidung mit Mauersteinen nie zur Anwendung gebracht hat. Auf den Stampfbetonmantel, dessen Stärke abhängig ist von der Gebirgsbeschaffenheit und dem Stollendurchmesser und im allgemeinen zwischen 15 und 35 cm schwankt, wird meist zur Erhöhung der Dichtigkeit eine 1—2 cm starke Putzschicht aus Zementmörtel aufgebracht, die im fetten Mischungsverhältnis hergestellt wird. In vereinzelten Fällen hat man zur weiteren Verbesserung der Dichtigkeit einen Anstrich von Siderosthen oder einem ähnlichen Mittel vorgesehen.

Die Herstellung des Stampfbetonmantels erfolgt in verschiedener Weise: Entweder in der Reihenfolge: Seitenwände, Decke und Sohle, oder auch Sohle, Seitenwände und Decke. Beide Methoden haben in der Herstellung ihre Vor- und Nachteile, im Endergebnis sind beide wohl als gleichwertig anzusprechen. Anders dagegen mit einer dritten Arbeitsweise, die bis jetzt infolge ihrer Umständlichkeit nur selten angewendet wurde: Die Herstellung in geschlossenen Ringen, die in einem Stück ohne Unterbrechung des Arbeitsvorganges betoniert werden. Die Güte der Auskleidung gewinnt sicher bei dieser Arbeitsweise, da die schwachen Nahtstellen, von denen sonst vier, manchmal sogar sechs vorhanden sind, vermieden werden. Die Kosten sind allerdings auch höhere, da insbesondere die Herstellung der Sohle, die sonst unter Zuhilfenahme von Schablonen erfolgen kann, erheblich schwieriger ist, da die Arbeiten durch die bereits aufgestellten Lehren behindert sind. Auch ist der Arbeitsfortschritt geringer, da nur ein kürzeres Stück auf einmal in Angriff genommen werden kann und die Arbeitsstelle räumlich beschränkt ist, im Gegensatz zu den anderen Herstellungsweisen, wo mehrere getrennte Arbeitsstellen gleichzeitig in Angriff genommen werden. Wenn man trotzdem neuerdings Stollen nach diesem Verfahren auskleidet, z. B. den Schwarzenbachstollen für den zweiten Ausbau des Murgwerkes in Baden, so ist das als ein Zeichen dafür anzusehen, daß man erkannt hat, daß der Güte der Stollenauskleidung die allergrößte Bedeutung beizulegen ist.

Fast ohne Ausnahme werden heute bei allen Druckstollen Zementeinspritzungen hinter der Betonauskleidung vorgenommen. Die Erfahrung hat gelehrt, daß nur auf diese Weise ein einigermaßen guter Anschluß der Auskleidung an das Gebirge erreicht werden kann, der die Voraussetzung für den Erfolg jeder Auskleidung ist. Bei der Ausführung dieser Arbeit ist vor allen Dingen darauf zu achten, daß die einzelnen Einspritzöffnungen nicht zu weit auseinanderliegen, da sonst die Zementmilch nicht an alle Stellen vordringen kann, bezw. an die entfernter liegenden Stellen nur noch Wasser hinkommt, da der Zement bei den engen Zwischenräumen zwischen Gebirge und Auskleidung abfiltriert wird.

b) Auskleidung mit Formsteinen.

In manchen Fällen ist man auch dazu übergegangen, an Stelle der Stampfbetonauskleidung Formsteine zu nehmen, in der Hauptsache, um den Schwierigkeiten bei dem Stampfen des Betons aus dem Wege zu gehen. Da diese sich besonders auf der Firststrecke bemerkbar machen, lag es nahe, gerade hier Formsteine zu verwenden, im übrigen aber bei der bisherigen Auskleidung zu bleiben. Es finden sich jedoch auch Ausführungen ganz aus Formsteinen. Auch hier dürfte ein Hinterspritzen unter allen Umständen erforderlich sein.

c) Eisenbetonauskleidung.

In einigen Fällen, wo der Gebirgsdruck besonders stark war, wendete man auch eine Eisenbetonauskleidung an, deren Herstellung jedoch ziemlich schwierig ist und die sich auch nicht billig stellt, da man, um nicht zu starke Risse im Beton zu erhalten, mit den Eisenspannungen nicht sehr hoch gehen kann. Theoretisch dürfte man ja, wenn man dem Beton Zugspannungen von 15 kg/cm² als Höchstmaß zumuten will, was mit den Versuchen im allgemeinen übereinstimmt, nicht höher als auf das 15-fache gehen, entsprechend dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Eisen und Beton, also bis etwa 225 kg

pro cm². Daraus geht ohne weiteres hervor, daß der Eisenbeton hier nicht wirtschaftlich wäre. Man ist daher neuerdings mehr und mehr davon abgegangen, Eisenbeton für sich allein zur Stollenauskleidung zu verwenden.

d) Torkretauskleidung.

Die Verwendung von Torkret hat in den letzten Jahren mehr und mehr im Druckstollenbau zugenommen. Es ist auch sicher nicht zu verkennen, daß manche Eigenschaften des Torkretbetons sowie seine Herstellungsweise für diesen Verwendungszweck günstig sind. Vor allen Dingen die höhere Elastizität gegenüber dem gewöhnlichen Beton, die größere Dichtigkeit und die höhere Festigkeit, ferner der Vorteil der schalungslosen Herstellung, all diese Umstände lassen Torkret geeignet erscheinen, im Stollenbau eine Rolle zu spielen.

Torkret allein für sich ist nur in einigen Fällen angewendet worden, meist bei Stollen, die nur einen geringen Innendruck aufzunehmen hatten, vor allem aber nur auf solchen Stollenstrecken, die durch standfestes und trockenes Gebirge führten. Erwähnt sei hier z. B. der Heimbachstollen in Württemberg, ein Stollen von 6 km Länge, der zum größten Teil nur einen Torkretüberzug erhalten hat. Das Gestein — Buntsandstein — war standfest und im allgemeinen trocken, so daß sich hier das Torkretverfahren mit gutem Erfolg anwenden ließ. Das Gebirge erhielt hier nur einen Überzug von 3 bis 4 cm Stärke, so daß also kein regelmäßiges Profil geschaffen wurde (Abb. 1). In hydraulischer Hinsicht entsteht dadurch kein Nachteil, da die Wassergeschwindigkeit hier nicht sehr groß ist, so daß keine schädliche Wirbelbildung sich bemerkbar macht, außerdem das Profil, da es, für die ursprünglich vorgesehene Stampfbetonauskleidung ausgebrochen, größer ist, als bei der Schaffung einer glatten Fläche bei Stampfbeton. Auch in der Schweiz ist neuerdings ein derartiger Torkretüberzug allein zur Ausführung gekommen und hat sich, so weit jetzt bekannt ist, gut bewährt. (An einigen Stellen im Stollen Klosters-Küblis.)

Torkretbeton

Abb. 1. Stollen mit Torkretauskleidung. (Die gestrichelte Linie deutet die ursprünglich vorgesehene Auskleidung in Stampfbeton an.)

Im allgemeinen findet man jedoch im Druckstollenbau Torkret häufiger im Zusammenhang mit Stampf- und Eisenbeton. Hier will man dann meist nur beim Putz die große Dichte des Torkretbetons ausnutzen oder die schalungsfreie Herstellung von Eisenbeton ermöglichen, vermeidet aber den bei Schaffung eines regelmäßigen Profils sonst auftretenden Nachteil, daß die Unebenheiten des Gebirges mit großen Mengen Torkretbetons ausgefüllt werden müssen, was zeitraubend und umständlich ist, da Torkret nur in verhältnismäßig dünnen Schichten auf einmal geblasen werden kann. Diese kombinierten Auskleidungen sollen noch eingehender behandelt werden, da sie im neueren Druckstollenbau eine große Rolle spielen.

e) Kombinierte Auskleidung.

Man kann im neueren Druckstollenbau mehrere Arten dieser Auskleidungen finden, denen allen ein und derselbe Gedanke zugrunde liegt. Das Gebirge erhält eine Auskleidung aus Stampfbeton, der die Aufgabe zufällt, den Gebirgsdruck aufzunehmen, deren Stärke also entsprechend der Gebirgsbeschaffenheit gewählt wird und bei der kein so großer Wert auf Dichtigkeit gelegt wird, als dies bei reinen Stampfbetonauskleidungen angenommen wird. Stets wird aber dieser äußere Betonmantel sorgfältig hinterspritzt, um ein festes Anliegen am Gebirge zu erhalten und so die Bewegungen bei Auftreten von Innendruck auf ein Mindestmaß zu reduzieren.

Auf diese Betonunterlage, die bei gutem Gebirge so schwach gehalten wird, daß gerade ein regelmäßiges Profil hergestellt ist, wird eine Zementputzschicht aufgebracht, zu deren Herstellung meist das Torkretverfahren gewählt wird. Innerhalb dieser Putzschicht wird noch ein Eisenbetonmantel hergestellt, entweder aus Torkretbeton oder auch aus Stampfbeton, dessen Bewehrungsstärke abhängig ist von dem inneren Wasserdruck und auch von dem Widerstand, den das Gebirge der Auskleidung bietet, also von der Güte des Gebirges. Er wird meist nicht so stark bewehrt, daß er den ganzen Wasserdruck aufnehmen kann, da der innere Mantel in seinen Bewegungen durch den äußeren Betonmantel und das Gebirge gehindert wird.

Eine eindeutige Berechnung der erforderlichen Eisenmengen dürfte wohl nicht möglich sein, wenn auch verschiedene Berechnungsmethoden aufgestellt worden sind. Da aber kein Gebirge einem mathematischen Gesetz gehorchen wird, ist ihnen kein allzu großer praktischer Wert beizumessen, insbesondere, da sie alle die Bestimmung von irgendwelchen Beiwerten erfordern, die naturgemäß sehr verschieden gewählt werden können und die das Ergebnis sehr stark beeinflussen. Außerdem sind die Einflüsse, die sich rechnerisch nie erfassen lassen werden, wie Hohlräume, Einlagerungen schlechten Gesteins, Sprengrisse usw. von großer Bedeutung und werfen jede noch so sorgfältige Berechnung über den Haufen. Man ist also hier auf Erfahrungen angewiesen und muß eine Bewehrungsstärke wählen, die eine gewisse Sicherheit in sich trägt.

Von der eben geschilderten Auskleidung sind die verschiedensten Abarten zur Ausführung gekommen bezw. vorgeschlagen worden. So wurden z. B. beim Partensteinstollen in Österreich an Stelle der Stampfbetonauskleidung an druckhaften Stellen Formsteine gewählt, die in der Ausführung, besonders beim Auswechseln der Verzimmerung, Vorteile aufwiesen. Bei anderen Ausführungen verzichtete man gänzlich auf die Putzschicht und begnügte sich mit der Dichtung durch die innere Eisenbetonschicht, wie z. B. beim Stollen des Kraftwerkes Amsteg.

Ausgeführt sind derartige kombinierte Auskleidungen besonders in der Schweiz, so bei den Stollen der Kraftwerke Klosters-Küblis, Amsteg und Wäggital, aber auch, wie bereits erwähnt, in Österreich (Partenstein) und in Deutschland (Walchensee).

3. Die bisher im Druckstollenbau gemachten Erfahrungen.

Die bisher im Druckstollenbau gemachten Erfahrungen sind leider keineswegs durchaus günstig. Es sind zahlreiche Stollen bekanntgeworden, bei denen starke Wasserverluste aufgetreten sind, die z. T. so stark waren, daß sie sogar zu einer Stillegung des Werkes führten. Außer diesen schweren Mißerfolgen weisen aber eine große Anzahl von Druckstollen ständig Wasserverluste auf, die sich nur aus dem Grunde weniger bemerkbar machen, und auf die demgemäß weniger geachtet wird, weil bei diesen Werken genügend Wasser zur Verfügung steht und sich auch sonst keine weiteren schädlichen Nebenerscheinungen durch das aus dem Stollen entweichende Wasser eingestellt haben. Nicht unerwähnt sei in diesem Zusammenhange, daß bei manchen Stollen im Laufe der Zeit eine Besserung eingetreten ist. Zu erklären ist dieser Umstand damit, daß sich die Risse in der Auskleidung allmählich vollgesetzt haben mit feinen Sinkstoffen, die das Wasser mit sich geführt hat.

Es darf vielleicht kurz hier noch die Frage gestreift werden, was aus solchen beschädigten Stollen geworden ist. Z. T. hat man versucht, sie durch irgendwelche Ausbesserungsarbeiten dicht zu bekommen, z. T. hat man die Anlage so abgeändert, daß der Stollen ohne oder nur mit geringem Druck in Betrieb ist. Letzteres ist z. B. der Fall beim Stollen des Kraftwerkes Engelberg bei Luzern und beim Ritomstollen, von dem noch gleich die Rede sein soll. Ausbesserungsarbeiten hat man unter anderem in Herlandsfoß, im Rondoutstollen der Catskill-Wasserleitung, beim Biaschinawerk vorgenommen, z. T. durch

inbau von einem eisernen Rohre, z. T. durch Abdichten mit utestreifen. Alle diese Arbeiten sind naturgemäß außerrdentlich teuer, bedingen dazu noch eine längere Betriebsillegung und der Erfolg ist oftmals ein sehr ungewisser.

Einen der größten Mißerfolge stellt das Ritomwerk dar, ei dem die Inbetriebnahme nicht vollzogen werden konnte, a sich durch die starken Wasserverluste bei der Probefüllung n Bergrutsch einstellte, der glücklicherweise ohne schlimme olgen blieb. Gerade dieser Stollenunfall gab Veranlassung, ie ganze Frage der Stollenauskleidung eingehend zu unterichen. Die Ergebnisse dieser Feststellungen sind äußerst ertvoll und haben dem Druckstollenbau neue Wege gewiesen. o ist der Ritomstollen zu einem Grenzstein geworden in der eschichte des Druckstollenbaues. Man kann deutlich eine eriode unterscheiden vor dem Ritomunfall und eine nach iesem.

Man hat jetzt klar erkannt, daß eine einfache Stampfetonauskleidung, sollten nicht ganz besonders günstige Verältnisse vorliegen, den an einen Druckstollen zu stellenden nforderungen in keiner Weise genügt, selbst nicht, wenn die eute als selbstverständlich anzusehende Forderung eines kreisrmigen Querschnittes erfüllt ist.

Als Folge dieser Erkenntnis ist man heute mehr und mehr ı der vorgeschilderten kombinierten Auskleidung übergegan-n. Die damit gemachten Erfahrungen sind erheblich güniger, wenn sich auch herausgestellt hat, daß nicht in allen ällen eine solche Auskleidung genügt.

Wenn daher in den letzten Jahren Mißerfolge nicht mehr häufig aufgetreten sind, so ist dies zum größten Teil der Anendung der neuen Auskleidung zuzuschreiben, aber auch der esonderen Sorgfalt, mit der heute derartige Stollenausleidungen ausgeführt werden. Außerdem aber werden heute ohl sämtliche Druckstollen vor Inbetriebnahme sorgfältigst gepreßt, so daß man vor Überraschungen in jeder Hinsicht schützt ist.

4 Versuche mit den bisher üblichen Stollenauskleidungen.

Leider sind bisher nur wenige ausführliche Veröffentlhungen über die vielen Versuche mit Druckstollen erhienen, die insbesondere in der Schweiz und in Österreich rgenommen worden sind.

Zwei Versuchsreihen sind besonders bemerkenswert:

a) die Versuche im Amsteger Stollen in der Schweiz,
b) die Versuche im Stollen des Spullerseewerkes in Österreich, wozu noch
c) Modellversuche kommen.

a) Versuche im Stollen der Wasserkraftanlage Amsteg.

In Amsteg hat man auf Grund der Nachricht des Unfalles i Ritomstollen den Stollen zuerst in noch unausgekleidetem Zstand dem Wasserdruck ausgesetzt und dabei festgestellt, dß in den Strecken, die durch Gneis und Granit führten, bei Drücken bis zu 4—5 at die Wasserverluste sehr gering waren. I den übrigen Strecken wurden Ringe aus Mauerwerk hergestllt, die hinterspritzt und verputzt wurden. Ihre Stärke wchselte entsprechend der Gebirgsbeschaffenheit von 25 bis 7 cm. Alle diese Probestrecken sind frühzeitig gerissen, und zar bei einem Druck von etwa 3 at.

Es wurde dann eine Auskleidung ausprobiert, bei der zuert ein Mantel aus Kunststeinen hergestellt wurde, der mit Zmentmörtel hinterspritzt wurde. Auf diesen Mantel wurde ei 30 cm starker doppelt armierter Eisenbetonring eingebracht, d noch mit einer Putzschicht von 2 cm Stärke überzogen wrde. Diese Probestrecke wurde wegen ihrer umständlichen Hrstellung nicht weiter durchgeführt, über das Ergebnis eier Prüfung ist nichts bekannt geworden.

Schließlich wurde noch eine Auskleidung erprobt, die sich al ausreichend erwiesen hatte und die für den Stollen beibehalten wurde. Es wurde dabei, nachdem die Klüfte geschlossen waren, ein Stampfbetonring hergestellt, und zwar in einem Stück, also ohne Arbeitsfugen in der Längsachse des Stollens. Dann verlegte man eine Eisenbewehrung, die durch einzelne Eisen, die im Stampfbeton eingelassen sind, gehalten wurde. Die Armierung wurde mit einer 7 cm starken Torkretschicht überzogen. Von einem besonderen Putz sah man ab, vielmehr wurde die Torkretschicht nur geglättet. Die Hinterspritzung des Betons wurde erst nach vollständiger Fertigstellung der Auskleidung vorgenommen. Das Ergebnis der Versuche war ein gutes, da bei einer Drucksteigerung bis einige Meter über den Betriebsdruck nur geringe Wasserverluste eintraten. Auf guten Gebirgsstrecken konnte der Druck sogar bis auf 8 at gebracht werden.

b) Versuche im Spullerseestollen.

Neben und nach diesem Versuche in der Schweiz wurden zahlreiche Versuche im Spullerseestollen vorgenommen, deren Ergebnis von denen in Amsteg z. T. beträchtlich abweicht. Die einfachen Betonauskleidungen versagten, einerlei welches Verfahren zur Anwendung kam. Bei einem Versuch z. B. wurden Sohle und Seitenwände aus Stampfbeton hergestellt, die Firststrecke jedoch aus Betonformsteinen. Die Zwischenräume zwischen Fels und Formsteinen wurden mit Kies ausgefüllt und die noch übrigbleibenden Hohlräume nachträglich noch mit Beton ausgespritzt. Dieser Versuch sowohl wie auch ein zweiter mit der gleichen Auskleidung, jedoch noch einem dreifachen Inertolanstrich auf der Innenfläche hatte ein negatives Ergebnis, so wurde hier nur ein Druck von 2 at erreicht.

Die in Amsteg erprobte und dort bewährte Auskleidung wurde auch hier einem Abpressungsversuch unterzogen. Das erste Mal wurde ein Druck von 3,8 at erreicht, bei einem zweiten ein solcher von 6,5 at. Der Unterschied kommt daher, daß man das erste Mal Abstand genommen hatte von einer Hinterpressung. Aus diesen Zahlen kann man den Wert einer sorgfältigen Hinterpressung entnehmen. Da der Betriebsdruck aber 5 at betragen soll, gab man sich mit diesen Versuchsergebnissen nicht zufrieden und nahm hier von der in Amsteg gewählten Auskleidung Abstand.

In Deutschland sind Versuche in großem Maßstabe noch nicht bekannt geworden, wenn auch in allerletzter Zeit wohl solche am Stollen des Walchenseewerkes vorgenommen worden sind. Dagegen sind Versuche an Modellen ausgeführt worden, bei denen die kombinierte Stollenauskleidung mit Rücksicht darauf geprüft worden ist, wieweit sie bei nachgiebiger Unterlage verwendbar ist.

c) Modellversuche.

Die Versuche wurden im Auftrage der Siemensbauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft, Berlin, im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin vorgenommen. Die Versuchsanordnung war folgende (Abb. 2.):

Ein eisernes Rohr, dessen Wandstärke 12 mm betrug, sollte den ausgebrochenen Stollen darstellen. Das Rohr hatte eine Länge von 1,43 m und einen lichten Durchmesser von 85 cm. Da bei diesen Abmessungen des Rohres meßbare Formänderungen bei Auftreten eines Innendruckes von einigen Atmosphären nicht zu erwarten waren, wurde im unteren Drittel des Rohres ein Wellblech von 5 mm Stärke eingelegt, dessen Wellenhöhe gegen die Ränder zu abnahm. Über dieses Wellblech war ein glattes Blech von 5 mm Stärke gelegt, das zur Aufnahme der eigentlichen Auskleidung bestimmt war.

Beim Auftreten eines Innendrucks stand zu erwarten, daß das Wellblech nachgeben und so eine größere Bewegung im Versuchsrohr eintreten würde. Um die Bewegungen zu messen, waren in zwei Reihen senkrecht zur Rohrachse an dem glatten Blech Stäbchen angelötet, die durch das Wellblech und die Rohrwandung hindurch ins Freie führten, und zwar waren die Stäbchen sowohl in den Tälern, wie in den

Kämmen des Wellbleches angeordnet. Am Rohr selbst war an jeder Öffnung, an der ein derartiges Stäbchen herausführte, eine Skala angebracht, so daß die Bewegungen der Unterlage der Auskleidung gemessen werden konnten. Bei den Versuchen hat sich herausgestellt, daß nur die Ablesungen an den nach der Mitte des Rohres zu gelegenen Meßstellen brauchbar waren, an den Randstellen machten sich die seitlichen Bewegungen im Blech stark bemerkbar, so daß hier ein Abheben der Meßstäbe von der Skala eintrat, und die Ablesung erschwert und ungenau wurde. Auch waren die Bewegungen der am Rand gelegenen Stäbchen mit denen in der Mitte nicht vergleichbar, da die Bewegungen in der Rohrmitte in radialer Richtung erfolgten, am Rande dagegen nicht. Es hätte umständlicher räumlicher Messungen und Berechnungen bedurft, um hier die Bewegungen einwandfrei festzulegen. Da aber die größten Bewegungen in Rohrmitte eintraten, hatten die übrigen Ablesungen kein besonderes Interesse, so daß man darauf verzichtete, besondere Beobachtungseinrichtungen dafür zu treffen.

Das Wellblech sowohl wie das darüber gelegte Schleifblech bestanden aus einzelnen Stücken von etwa 13 cm Breite, die mit kleinen Zwischenräumen verlegt waren, so daß Wasser, das durch die Auskleidung hindurch gedrungen war, durch die Bleche nicht zurückgehalten wurde. Durch die Meßöffnungen in der Rohrwandung konnte das Wasser abfließen, so daß jede Undichtigkeit der Auskleidung auf diese einfache Weise sofort festgestellt werden konnte, insbesondere, da man zur besonderen Vorsicht das Rohr bei den Versuchen etwas in die Neigung gelegt hatte.

An den Stirnwänden war das Rohr durch Deckel abgeschlossen, die durch eine große Anzahl von Schraubenbolzen mit dem Rohrflansch verbunden waren. Um die Durchbiegungen in den Stirnflächen auf ein Mindestmaß zu beschränken, waren die beiden Deckel durch eine Anzahl Bolzen miteinander verbunden, die durch das ganze Rohr hindurchführten. Durch diese Anordnung wurde erreicht, daß die Bewegungen in den Flanschen möglichst gering gehalten wurden, so daß hier Undichtigkeiten vermieden wurden.

Unangenehm war an diesem Verschluß, daß man nicht genau festlegen konnte, welche Beanspruchungen auf den einzelnen Bolzen trafen. Durch zu starkes Anziehen wurde ein Bolzen überbeansprucht, und tatsächlich kam es auch einmal vor, daß ein Bolzen riß, glücklicherweise, ohne größeres Unheil anzurichten. Immerhin war diese Versuchsanordnung durch diesen Umstand etwas beschränkt, wenn auch Drücke bis 18 at unbedenklich aufgenommen werden konnten.

Die Wasserzuführung, ebenso wie der Anschluß des Manometers, erfolgte an der einen Stirnfläche. Eine Messung des zugepumpten Wassers fand bei diesen Laboratoriumsversuchen nicht statt; die Gründe, warum diese Beobachtung unterblieb, sollen später noch erörtert werden.

Die Auskleidung bestand aus einer äußeren Betonschicht, einem Putz und einem inneren Eisenbetonmantel. Der äußere Betonmantel konnte hier entgegen der Wirklichkeit schwach gehalten werden, da kein Gebirgsdruck auftreten und auch die Rohrwandung als starre Unterlage angesehen werden konnte. So machte man den Stampfbeton nur 2 cm stark. Der Glattstrich hatte eine Stärke von 1 cm und bestand aus reinem Zement. Nach der Herstellung wurde er nochmals besonders verputzt. Der innere Eisenbetonmantel, der bei stehendem Rohr betoniert wurde, hatte eine Stärke von 9 cm und bestand aus einer Mischung 1 : 3. Die Bewehrung war nicht so stark, daß sie den ganzen Druck aufnehmen konnte, vielmehr bei einer Eisenspannung von 1200 kg/cm² nur etwa 1 at. Diese Bewehrungsstärke war entsprechend dem Vorschlag des Bauamtes für das Murgwerk für den Schwarzenbachstollen gewählt. Die Eisen lagen in einem Abstand von etwa 15 cm voneinander, außerdem waren noch horizontale Verteilungseisen vorhanden. Die Innenfläche der Auskleidung erhielt einen dreifachen Preolithanstrich. Die Auskleidung deckt sich somit im wesentlichen mit der in der Schweiz ausgeführten, wenn auch die Abmessungen der einzelnen Teile mit Rücksicht auf die Herstellung und die besonderen Verhältnisse (eiserne Wandung) anders gewählt wurden. Im übrigen sei hier erwähnt, daß die verhältnismäßig große Stärke des inneren Eisenbetonmantels in der Schwierigkeit der Herstellung begründet liegt. Eine Torkretierung war nur schlecht möglich, und bei einem Stampfen in der Schalung war 9 cm schon ein unteres Maß.

Abb. 2. Versuch mit der kombinierten Dichtung bei nachgiebiger Unterlage.

Besonders schwierig war die Dichtung an den Flanschen, da unter allen Umständen vermieden werden mußte, daß sich hier das Wasser einen Weg um die innere Auskleidung und um die Putzschicht herum bahnte, da sonst eine einwandfreie Beobachtung unmöglich gewesen wäre. Auf der einen Seite, bei der Herstellung der unteren, konnte der Deckel geschlossen werden vor Betonierung des Anschlußstückes zwischen Eisenbetonmantel und Deckel. Zwischen Deckel und Flansch wurden zwei eiserne Ringe und zwei Gummiringe eingelegt und der Deckel durch die Schrauben fest an den Flansch angepreßt. Dann wurde der Zwischenraum zwischen Eisenbeton und Deckel mit Zementmörtel im M. V. 1 : 1 ausgefüllt. Auf der anderen — bei der Herstellung oberen — Seite mußte zuerst der Anschlußbeton an den Eisenbetonmantel hergestellt werden und es konnte der Deckel erst nachträglich geschlossen werden. Es mußte hier darauf geachtet werden, daß beim Anziehen der Schrauben nicht der Beton zerstört wurde. Es wurden deshalb auf den Flansch des Rohres zuerst ein Blei-, dann ein Eisenring aufgebracht, auf die dann ein Gummiring, dann nochmals ein Eisenring und schließlich wieder ein Gummiring folgte. Die Blei- und Eisenringe wurden vollständig einbetoniert und der Beton noch hochgeführt bis zur Oberkante des ersten Gummiringes. Dieser Gummiring lag somit mit seiner Breitseite auf dem Beton auf und wurde so durch den Wasserdruck, der von der anderen Seite herankonnte, angepreßt. Der zweite Eisenring war nur eingeschaltet, um zwischen Deckel und dem obengenannten Gummiring dem Wasser Zutritt zu lassen, so daß die Druckwirkung ausgenutzt werden konnte. Da Eisen auf Eisen nur schwer dicht zu bekommen ist, war noch der zweite Gummiring vorgesehen. Beide Dichtungen haben sich in jeder Hinsicht gut bewährt, es kam kein Wasser an diesen Stellen durch und es zeigten sich hier auch keine Beschädigungen des Betons, die auf ein Anziehen der Schrauben zurückzuführen gewesen wären.

Der Versuch fand statt 14 Tage nach Herstellung des äußeren Betonmantels. Es ist jedoch zu beachten, daß bei diesen Versuchen für die Herstellung schnellbindender Zement Verwendung fand, der Beton also bei den Proben schon beträchtliche Festigkeit aufwies.

Für die Durchführung des Versuches war geplant, den Druck jeweils in 5 Minuten um $^1/_3$ at zu steigern und nach jeder Drucksteigerung eine Ablesung an den verschiedenen Beobachtungsstellen vorzunehmen. Bei der ersten Ablesung bei 0,3 at konnten geringe Formänderungen an einzelnen Meßstäben beobachtet werden, während andere Punkte in Ruhe geblieben sind. Es war überhaupt bei allen Versuchen festzustellen, daß die Bewegungen ruckartig vor sich gingen, wie auch die Bewegungen des Bleches deutlich zu hören waren. Es ist auch ohne weiteres erklärlich, daß die schleifenden Bewegungen und das Zusammenstauchen des Wellbleches nicht gleichmäßig vor sich gehen, vielmehr in Abhängigkeit von den Widerständen, die sich an den einzelnen Stellen darbieten. Die größte Bewegung bei 0,3 at war 0,1 mm (siehe Tabelle 1). Es se ihier bemerkt, daß die Meßlöcher in der einen Ebene senkrecht zur Rohrachse mit A bezeichnet wurden, die in der anderen Ebene mit B. Außerdem erhielt jedes Loch noch eine Nummer, und zwar mit I an einem Rande des Wellbleches beginnend durchlaufend bis zum anderen Ende. Da die seitlich gelegenen Meßstellen, wie bereits erwähnt, unbrauchbare Werte ergaben, sind in den Tabellen nur die Beobachtungen an den Meßstellen 3, 4 und 5 angegeben:

Tabelle 1.
Durchbiegungen in $^1/_{10}$ mm.

at	A 3	A 4	B 3	B 4	B 5
0	0	0	0	0	0
0,3	1	1	0	0	1
0,6	1	1	0	0	2
1,0	1	2	1	0	3
1,3	1	2	1	1	0
1,6	1	2	1	1	0

Bei Zunahme des Druckes bis 0,6 at traten weitere Bewegungen ein. Die größte Durchbiegung betrug jetzt 0,2 mm. Einige Punkte waren auch jetzt noch in Ruhe geblieben. Bei 1 at war die Bewegung bis zu 0,3 mm angewachsen. Schon jetzt zeigten sich die ersten Wasserverluste an den Meßstellen, zuerst tropfenweise, dann bei Steigerung des Druckes schnell in ein stetes Fließen übergehend.

Trotz dieses unerwartet frühen Wasseraustrittes wurde der Versuch noch kurze Zeit weiter fortgesetzt, und zwar bis zu einem Druck von 1,6 at. Es zeigte sich sofort nach Eintreten des ersten Wasserverlustes, daß die Durchbiegungen an der einen Meßstelle zurückgingen, es ist dies eine Beobachtung, die öfters gemacht werden konnte und die auf die Zerstörung des Betons und die dadurch gestörten Druckverhältnisse zurückzuführen ist. Die Bewegungen nahmen nur noch unwesentlich zu, wenigstens in dem in der Mitte gelegenen Teile des Rohres. An den Rändern waren etwas stärkere Verschiebungen festzustellen, doch auch sie hielten sich in den Grenzen von wenigen Bruchteilen eines Millimeters.

Der Versuch wurde bei einem Druck von 1,6 at abgebrochen, obwohl es möglich gewesen wäre, den Druck noch etwas zu steigern. Es wären dann aber noch weitere Zerstörungen in der Auskleidung eingetreten, so daß kein klares Bild über die zuerst eingetretenen Risse zu bekommen gewesen wäre.

Es wurde nunmehr das Rohr entleert und geöffnet. Vor allen Dingen sollte festgestellt werden, ob das Wasser nicht doch um die innere Auskleidung herum einen Weg gefunden hatte. Es konnte aber durch sorgfältige Untersuchung des Betons festgestellt werden, daß hier kein Wasser durchgedrungen ist. Der Beton war beim Aufstemmen vollständig trocken.

Die Untersuchung des Rohrinnern auf Risse war nicht so einfach, da der Anstrich alles verdeckte. Es wurde daher der Innenbeton aufgestemmt. Dabei zeigten sich zuerst über dem einen Rand des eingelegten Bleches 2 Risse, die von dem einen Deckel bis zu $^1/_4$ des Rohres in Richtung der Rohrachse verliefen. Die Feuchtigkeit im Beton nahm vom Rohrinnern nach dem Flansch zu ab, der äußere Betonmantel war nur über dem beweglichen Blech naß. Dann fand man über dem anderen Ende des eingelegten Bleches einen feinen Längsriß, der durch Innenbeton, Glattstrich und äußeren Beton auf die ganze Rohrlänge hindurchging. Außerdem wurde über dem zuerst erwähnten Blechrand noch ein weiterer Riß gefunden, und zwar in der Rohrmitte, der eine Ausdehnung von 0,50 m hatte. Es ist somit erwiesen, daß das Wasser durch die eben aufgezählten Risse bis zum Blech vorgedrungen und dort weitergeflossen ist.

Das geringe Maß der Bewegung von 0,3 mm genügte somit, eine Zerstörung des Betons herbeizuführen, die zu Undichtigkeiten Anlaß gab.

Das frühe Zubruchgehen der Betonauskleidung wurde von manchen Seiten darauf zurückgeführt, daß die Eisen zu weit voneinander entfernt wären, mindestens erwartete man bei einer engmaschigeren Bewehrung ein besseres Ergebnis. Es wurde daher derselbe Versuch mit der gleichen Anordnung wiederholt, nur dieses Mal die Entfernung des Eisens zu 6 cm angenommen, im übrigen die Bewehrungsstärke nicht geändert, vielmehr nur dünnere Eisen gewählt. Außerdem war die innere Eisenbetonschicht im M. V. 1 Zement : 0,5 Traß : 3 Sand etwas schwächer gehalten, nämlich nur 4 bis 5 cm und der Glattstrich in 3 Lagen im M. V. 1 : 1 hergestellt.

Die Anschlüsse an die Flanschen sowie alle übrigen Einzelheiten der Versuchsanordnung und Durchführung blieben dieselben wie beim vorbeschriebenen Versuch. Der Probekörper war etwa gleich alt wie im ersten Falle, nämlich der Außenmantel 15 Tage und der Innenmantel 12 Tage.

Bei der ersten Drucksteigerung auf 0,3 at zeigten sich geringe Bewegungen, die dieses Mal nicht dasselbe Maß erreichten wie früher. Es ist dies auf den Umstand zurückzuführen, daß die Bleche nach dem ersten Versuche nicht aus dem Rohr herausgenommen wurden, sondern gleich für den zweiten Versuch liegen blieben. Dadurch lagen sie bereits an allen Stellen am Rohr an, die ersten starken Bewegungen unterblieben somit. Der Druck konnte diesmal bis auf 1,3 at gesteigert werden, ehe sich Wasserverluste einstellten. Die größten Durchbiegungen (s. Tabelle 2) betrugen dabei an den mittleren Meßstellen 0,2 mm, am Rand an einer Stelle 0,3 mm, doch ist dieses letzte Maß nicht zuverlässig, tatsächlich wird es ein geringeres sein.

Der Druck konnte noch bis 1,9 at gesteigert werden, dann waren die Wasserverluste so beträchtlich, daß die Pumpe nicht mehr ausreichte. Der Versuch mußte daher abgebrochen werden.

Eine eingehende Untersuchung des Rohrinnern und Herausstemmen der verschiedenen Betonschichten zeigte dasselbe Bild wie früher. An den Flanschen war der Beton vollkommen trocken. Über den beiden Blechrändern fanden sich aber Risse, auf der einen Seite nur ein kurzer von etwa 30 cm Länge, auf der anderen Seite ein solcher von 1 m Länge. Die Risse konnten durch alle drei Schichten hindurchgehend festgestellt werden, so daß es sicher ist, daß das Wasser hier den Weg gefunden hat.

Tabelle 2.
Bewegungen in $^1/_{10}$ mm.

at	B 3	B 4	B 5
0	0	0	0
0,3	0	0,1	0
0,6	0,1	0,1	0
1,0	0,1	0,1	0
1,3	0,1	0,1	0
1,6	0,1	0,2	0,1

Die Ergebnisse der beiden Versuche stimmt somit sehr gut miteinander überein. Wie ist aber dieses Ergebnis mit dem Erfolg in Amsteg in Einklang zu bringen? Es ist nicht zu verkennen, daß bei den Versuchen im Laboratorium ein besseres

Ergebnis erzielt worden wäre, wenn der Beton älter gewesen wäre, wenn auch hier betont sei, daß der Beton sehr gut war, wie sich bei den Stemmarbeiten zur Genüge zeigte. Daß man aber wesentlich höher mit den Drücken gekommen wäre, ist kaum anzunehmen. Man kann also nur die Schlußfolgerung ziehen, daß die Bewegungen, die im Stollen Amsteg eingetreten sind, sehr klein waren, sich auf wenige Bruchteile eines Millimeters beschränkt haben. Diese Annahme wird auch durch die Versuche in Spullersee bestätigt, wo bei größeren Bewegungen mit derselben Dichtungsart ein ungenügendes Ergebnis erzielt wurde.

Auf Grund der Proben an ausgeführten Stollen sowie der Ergebnisse von Versuchen an eigens ausgeführten Probestrecken und der Laboratoriumsversuche kann man daher sagen, daß die kombinierte Auskleidung einen beträchtlichen Schritt vorwärts im Druckstollenbau bedeutet, daß sie aber auch dann nur Erfolg verspricht, wenn das Gebirge wenig nachgiebig ist, d. h. wenn die Bewegungen in der Auskleidung bei der Drucksteigerung nur Bruchteile von Millimetern betragen. Darüber sich Klarheit zu verschaffen, erscheint bei jedem Stollenbau eine der wichtigsten Aufgaben, die nur durch einen Versuch gelöst werden kann. Bei stärkeren Bewegungen ist auch bei dieser kombinierten Auskleidung damit zu rechnen, daß Wasserverluste von größerem Umfange eintreten werden.

5. Neue Vorschläge für Stollenauskleidungen; insbesondere Verwendung einer elastischen Dichtung.

Außer den bisher geschilderten Stollenauskleidungen sind noch viele andere vorgeschlagen worden. Man kann bei der großen Zahl von Entwürfen — wie bereits erwähnt — zwei leitende Gedanken feststellen: Die einen gehen davon aus, das Gebirge durch irgendwelche Mittel so starr zu machen, daß es unter dem Innendruck des Wassers im Stollen und bei den dadurch auftretenden Kräften keine Bewegungen erleidet bzw. dieselben so klein bleiben, daß sie als unschädlich für die Auskleidung zu betrachten sind. Die anderen verwerfen diesen Gedanken und versuchen eine Auskleidung zu finden, die entweder biegungsfest oder elastisch ist, so daß sie die im Gebirge auftretenden Kräfte entweder aufnehmen kann oder die entstehenden Deformationen ohne Schaden zu leiden mitmachen kann.

Der letztere Gedanke ist der häufiger verfolgte — auch die bereits erwähnte kombinierte Stollenauskleidung gehört zu diesen neueren Vorschlägen —, und es sind hier die verschiedensten Wege eingeschlagen worden. Er scheint auch derjenige zu sein, der größeren Erfolg verspricht, wie aus den mit der kombinierten Dichtung bereits gemachten Erfahrungen hervorgeht.

a) Versteinerung des Gebirges.

Zur ersten Gruppe gehört vor allen Dingen der Vorschlag von Wolfsholz, das Gebirge zu verfestigen. Nachdem der Stollen ausgebrochen worden ist, werden Löcher in das Gebirge gebohrt von 1—2 m Tiefe und ca. 40 mm Weite, die nach Möglichkeit rechtwinklig zu den Gebirgsschichten angeordnet werden sollen. In jedes Bohrloch wird ein eiserner Anker versetzt und es werden dann, nachdem die Bohrlöcher mit Druckwasser ausgespritzt sind, alle Löcher mit Zementmörtel ausgepreßt. Zuvor müssen jedoch, um ein Entweichen des Zementmörtels zu verhindern, offen daliegende Klüfte und Risse künstlich abgedichtet werden. Es soll so, je nach der Bohrlochtiefe, eine mehr oder minder starke starre Schale gebildet werden, die eine unnachgiebige Unterlage darstellen soll für die Eisenbetonauskleidung, die aber jetzt ganz schwach gehalten werden kann.

Das Verfahren kann nach Angabe des Erfinders auch zum Durchfahren gebrächen Gebirges benutzt werden, indem hier sehr tiefe Bohrlöcher von 10—12 m Tiefe gebohrt werden, die schräg zur Stollenachse angeordnet werden. Diese werden nur im rückwärtigen Teil mit Eisen bewehrt und auch nur hier ausgespritzt. Der vordere Teil kann dann für den weiteren Ausbruch als Sprengloch benutzt werden. Es wird also bei diesem Vorschlag nicht nur eine starre Unterlage für die Auskleidung geschaffen, sondern auch noch die Verzimmerung gespart werden.

Das Verfahren weist gegenüber den bisher üblichen manche Vorteile auf, insbesondere die innige Verbindung zwischen Gebirge und Auskleidung, eine bessere Ausfüllung aller Hohlräume in der den Stollen umgebenden Gebirgsschicht, so daß die eigentliche Auskleidung sicherlich nur geringeren Bewegungen ausgesetzt ist als sonst. Jedoch dürften wahrscheinlich die Kosten für dieses Verfahren ziemlich groß sein. Dazu kommt, daß die Bohrarbeit eine der zeitraubendsten Arbeiten, ist und wesentlich mitbestimmend ist für den Baufortschritt. Gerade sie so bedeutend zu vermehren, erscheint im allgemeinen wenig wünschenswert. Eine Anwendung dieser Bauweise in größerem Maßstab ist bisher noch nicht bekannt geworden.

Bis zu einem gewissen Grade sind auch hier die Zementeinspritzungen zu erwähnen, die aber für sich allein kein Verfahren bilden zur Stollenauskleidung, sondern nur als Hilfsmittel anzusehen sind, das bei fast allen anderen Auskleidungsarbeiten wertvolle Dienste leistet. Eine Versteinerung des Gebirges wird auch hier nur in einem ganz geringen Maß erreicht werden, in der Hauptsache sollen mit diesem Verfahren die Hohlräume zwischen der Stollenwandung und dem Gebirge geschlossen werden.

In die zweite Gruppe gehören die biegungsfesten und elastischen Dichtungen. Bei ersteren wird Beton oder Eisen verwendet, bei letzteren erfolgt die Dichtung entweder durch Holz oder durch eine Asphaltdichtung.

Von den Betonauskleidungen sind bereits mehrere eingehend durchgesprochen, so daß hier nur noch einige neuere Vorschläge erwähnt werden sollen.

b) Preßbetonverfahren.

Dieses ist ebenfalls von Wolfsholz erfunden und ihm auch patentiert. Der Grundgedanke ist folgender: es werden in gewissen Abständen von einigen Metern einzelne Ringe aus Beton hergestellt, von vielleicht 50 cm Breite. Sie sollen nicht, wie sonst üblich, gestampft oder torkretiert werden, sondern durch Einpressen von Mörtel in abgeschlossenen Formen, die gegen das Gebirge an den Seitenwänden abgedichtet werden, hergestellt werden, wobei ein Druck von mehreren Atmosphären Verwendung finden soll. Diese Ringe bilden die Unterlage für Preßformen, die so lang sind, daß der Raum zwischen zwei solchen Rippen überbrückt wird und die gegen die Ringe abgedichtet werden. Vor Aufstellen dieser Schalung wird jedoch ein Eisengerippe eingebracht, das mit den in den einzelnen Rippen eingebrachten Eisen verbunden wird. Nach diesen Vorbereitungen werden die Hohlräume zwischen Gebirge und Schalung mit Zementmörtel, der unter Druck eingebracht wird, ausgefüllt, nachdem zuvor ein sorgfältiges Ausspülen des Gebirges mit Druckwasser stattgefunden hat. Ein Vorteil des Verfahrens ist der Wegfall der sonst benötigten Schalungen, wodurch eine Vereinfachung und wahrscheinlich Verbilligung eintritt. Weiter ist es vorteilhaft, daß die Wandung, infolge des Eindringens des Mörtels in das Gebirge und die dadurch entstehende Verfestigung des Gebirges, sehr schwach gehalten werden kann und dadurch der Ausbruch vermindert wird gegenüber der Ausführung in der bisher üblichen Weise. Bei einem Versuch hat sich allerdings ergeben, daß das von Wolfsholz erhoffte Eindringen des Betons in das Gebirge nur ungenügend erreicht wird, wohl aber wird bei diesem Verfahren ein sehr guter fugenloser Beton erhalten von sehr schönem Aussehen, der auch fest mit seiner Unterlage verbunden ist. Es scheint sich jedoch zu empfehlen, nicht Mörtel allein einzubringen, sondern die Hohlräume zwischen Gebirge und Form mit grobem Kiesmaterial auszufüllen und dann erst Mörtel einzupressen.

Das Verfahren ist im Spullersee ausgeprobt worden, es iat ein besseres Ergebnis gezeitigt als eine gewöhnliche stampfbetonauskleidung, war aber immerhin bei weitem nicht ufriedenstellend. Bei ununterbrochenem Nachpumpen mit)ruckwasser gelang es, einen Druck von 4,8 at zu erzielen, ler aber, nachdem kein Wasser mehr zugeführt wurde, in iner Minute bis auf 1 at herabsank. Wann die ersten Wasser- erluste auftraten, ist nicht festgestellt, wahrscheinlich aber chon vor dem obengenannten Maß, da die zugepumpte Vassermenge von Anfang an sehr beträchtlich war.

Von einer Schweizer Firma ist ein Verfahren vorgeschlagen vorden, das mit dem eben geschilderten eine gewisse Ähnlich- eit hat. Es wird hier Gußbeton unter Druck hinter eine iserne Schalung gepreßt, die an den Seitenwänden ab- eschlossen und gedichtet ist. Eine Ausführung ist davon icht bekannt geworden. Es dürfte damit höchstens das gleiche rgebnis erzielt werden wie mit dem Wolfsholzschen Verfahren.

c) Eisenblechauskleidung.

Es war lange Zeit unentschieden, ob eine Auskleidung mit isenblech technisch überhaupt einwandfrei durchführbar sei. larheit ist über diese Frage erst geschaffen worden durch ein- ehende Versuche am Spullersee. Die Herstellung der Längs- ähte und der Rundnähte stößt nämlich insofern auf Schwierig- eiten, als entweder nur ein Arbeiten von einer Seite her mög- ch ist oder aber ein beträchtlich größeres Profil hergestellt verden muß. Dazu kommt, daß die Hintermauerung des Rohres sich nur schwer einwandfrei durchführen läßt.

Die Frage der Nahtherstellung glaubt man am Spullersee ndgültig geklärt zu haben, ebenso dürfte die Frage der Aus- etonierung der Hohlräume hinter dem Blech in irgendeiner orm zu lösen sein. Vorschläge dafür sind in großer Zahl ge- acht. Hier auf sie alle näher einzugehen, dürfte sich erübrigen, benso wie es nicht nötig erscheint, die verschiedenen Vorschläge ür die Nahtherstellung eingehender durchzusprechen, da eine erartige Stollenauskleidung mit Rücksicht auf die sehr be- rächtlichen Kosten wohl nie in Frage kommen dürfte. Auch st die Frage der Rostgefahr noch nicht einwandfrei geklärt, o daß man sich über die Lebensdauer einer solchen Auskleidung ein Bild machen kann.

d) Betonauskleidung mit Gelenken.

Einen Übergang zwischen biegungsfesten und elastischen uskleidungen bildet folgender Vorschlag: Die Betonausklei- ung wird hier nicht in einem geschlossenen Ring hergestellt, ondern in mehrere Teile zerlegt, die durch Bleche miteinander erbunden sind. Die Bleche dichten den Zwischenraum zwi- chen je zwei Ringteilen und sollen gleichzeitig die Möglichkeit eben, daß in der Auskleidung Bewegungen sich vollziehen, ohne aß im Beton Spannungen entstehen, sofern nicht zwischen den nzelnen Gelenken eine besondere Bewegung eintritt, etwa urch ungenügendes Anliegen des Betons am Felsen. Ob nicht ei tatsächlich eintretenden Bewegungen der Beton an den ugen leicht zerstört wird, muß dahingestellt bleiben. Es ist ber nicht zu verkennen, daß eine solche Auskleidung u. U., sbesondere bei ungleichmäßigem Gebirgsdruck, die Gefahr sich birgt, erstrecht zu Bewegungen im Gebirge Anlaß zu eben, die ihrerseits wieder Zerstörungen im Beton hervorrufen.

Eine derartige Ausführung ist nicht bekannt geworden. ie Herstellung erscheint nicht gerade sehr einfach, da sich as Einlegen der Bleche nicht sehr gut durchführen läßt. Auch e Kostenfrage bedingt noch eine eingehende Prüfung, da wohl r die Gelenke nur Kupferblech in Betracht kommen dürfte, as bei der großen hier in Betracht kommenden Menge die ostensumme stark beeinflussen dürfte.

Die elastischen Dichtungen bestehen entweder aus Holz der aus Asphalt.

e) Holzauskleidung.

Holz ist mehrfach vorgeschlagen, und es bestehen verschie- ene Patente für die Ausbildung von Holzauskleidungen. Der Vorteil der Auskleidungen in Holz besteht darin, daß sie infolge des Quellens des Holzes dicht, außerdem auch in hydrau- lischer Beziehung sehr vorteilhaft sind, da sie eine außerordent- lich glatte Oberfläche haben, die sogar einen schleimigen Über- zug erhält, der die Reibung auf ein Mindestmaß herabsetzt. Sie haben aber auch manche Nachteile, die sehr gegen ihre Verwendung sprechen. Das Holz wird in der feuchten Luft eines Stollens sehr schnell zerstört. Es macht sich der Übel- stand auch bei der Stollenzimmerung bemerkbar, wo manch- mal während der Bauzeit das Holz fast unbrauchbar wird. Bei der Herstellung einer Holzauskleidung fürchtet man daher mit Recht, daß schon vor der Inbetriebnahme das Holz stickig wird und es nicht mehr als Auskleidung brauchbar ist.

Die Ausbildung ist stets in der Weise vorgesehen, daß zuerst ein Betonmantel eingebracht wird, bei dem ebenfalls auf sorgfältigen Anschluß an das Gebirge großer Wert gelegt wird. Die Stärke der Auskleidung ist vom Gebirgsdruck abhängig, aber auch von dem Wasserdruck bzw. dem Gegendruck des Gebirges, da die Holzauskleidung nicht in der Lage ist, Zug- spannungen aufzunehmen. Auf diese Unterlage soll die Holz- auskleidung verlegt werden, der im Gegensatz zum Eisenbeton- mantel bei der kombinierten Dichtung nur die Aufgabe der Dichtung zufällt. Die Verbindung der einzelnen Holzstücke in der Längsrichtung kann verschieden ausgebildet werden, ebenso der Anschluß der einzelnen Ringe aneinander. Vorbilder bestehen dafür im Holzrohrbau, wo sich bisher Holz bewährt hat. Über die Kosten einer derartigen Auskleidung liegen An- gaben bis jetzt nicht vor, sie werden je nach den besonderen Verhältnissen verschieden sein.

Eine Ausführung — auch nur als Probestrecke — ist bis jetzt nicht bekannt geworden.

f) Asphaltdichtung.

Wir kommen nun noch zuletzt zur Asphaltdichtung, die hier eingehender behandelt werden soll, insbesondere sollen neue Versuche damit ausführlich besprochen werden.

Der Grundgedanke ist auch hier: Zerlegung der Ausklei- dung in zwei Teile, der eine soll die statische Aufgabe über- nehmen, der andere die Dichtung. Für die statische Aufgabe ist ein Beton- oder auch ein Eisenbetonmantel vorgesehen, der gleich, wie auch bei der oben beschriebenen Holzdichtung, oder der kombinierten Dichtung hergestellt und ausgebildet wird. Jedoch ist auch hier darauf zu achten, daß dieser äußere Mantel den Anteil der vom Innendruck erzeugten Kräfte aufnehmen muß, der nicht vom Gebirge aufgenommen werden kann, wobei jedoch Bewegungen innerhalb gewisser Grenzen, sofern nicht eine völlige Zerstörung hervorgerufen wird, bedeutungslos sind. Auf diese Unterlage wird die elastische Dichtung — eine Asphaltdichtung — aufgebracht, deren Stärke mit der Zunahme des Wasserdruckes zunimmt. Diese Dichtungsschicht muß jedoch gegen mechanische Angriffe geschützt werden, außerdem muß sie eingespannt sein, so daß die Herstellung eines inneren Schutzringes erforderlich wird.

Ehe die Einzelheiten der Ausbildung der gesamten Aus- kleidung mit elastischer Dichtung durchgesprochen werden, ist es notwendig, zuerst die Eigenschaften der elastischen Dichtung kennenzulernen, da dieser Baustoff bisher nur in einigen Zweigen des Bauwesens Eingang gefunden hat und daher noch nicht so allgemein bekannt ist.

6. Die Asphaltdichtung; ihre Eigenschaften und Prüfung derselben.

a) Bestandteile.

Die Asphaltdichtung setzt sich aus zwei Bestandteilen zu- sammen, der eigentlichen Dichtung, der Klebemasse und dem Träger derselben, der Asphaltpappe. Eine Dichtung besteht aus mehreren Lagen Pappe, mindestens zwei, höchstens vier, zwischen denen die Klebemasse eingebracht wird.

Die Klebemasse ist ein Asphaltprodukt, und zwar wird Kunst- und Naturasphalt dazu verwendet. Beide Sorten haben

verschiedenartige Eigenschaften, die sich in günstiger Weise ergänzen. Naturasphalt ist spröder als Kunstasphalt, dafür aber ist er beständiger und widerstandsfähiger als das Kunstprodukt. Letzterer ist dagegen elastischer, gibt also der Dichtung eine der wichtigsten Eigenschaften, dafür ist er nicht so beständig und empfindlich gegen fremde Einflüsse. Gute Asphaltklebemasse soll daher beide Sorten enthalten, deren Mengenverhältnis je nach dem besonderen Verwendungszweck wechselt. Die Zusammensetzung der Klebemasse ist daher Erfahrungssache und jede Firma hat dafür ihr besonderes Rezept.

Die Pappe besteht aus Baumwoll-, Jute- und tierischen Fasern, im allgemeinen verwendet man sogenannte 80er oder 60er Pappe (80 bzw. 60 m² Rohpappe = 100 Pfund). Die Asphaltpappe ist für sich nicht wasserdicht, im Gegenteil, sie saugt das Wasser sogar stark an. Es ist deshalb notwendig, daß die Dichtung eingespannt wird, d. h. daß sie einen gewissen Flächendruck erhält, da sonst bei einer Beschädigung des äußeren Anstriches und einem Wasserzutritt zur äußeren Papplage ein Quellen derselben einsetzen würde.

b) Herstellung.

Die Herstellung erfolgt in der Weise, daß auf die Betonunterlage ein Anstrich mit heißem Asphaltkitt aufgebracht wird, auf den die erste Lage Pappe kommt. Sodann erfolgt der zweite Anstrich, auf den die zweite Papplage aufgeklebt wird. Der Vorgang setzt sich so weiter fort bis zur letzten Papplage, die dann noch einen Anstrich erhält, gegen den betoniert wird.

Die Stoßausbildung ist einfach, indem die einzelnen Papplagen sich im Fugenwechsel überdecken.

Im übrigen sei hier darauf hingewiesen, daß die Einzelheiten der Herstellung sowie noch Näheres über die Eigenschaften der Dichtung in dem Werk von Dr. Schultze: „Grundwasser-Abdichtungen" ausgeführt sind.

c) Wasserdichtigkeit.

Die Asphaltdichtung ist in hohem Maße wasserdicht. Bei Versuchen, die im Auftrag der Firma Biehn & Co., Berlin, im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin vorgenommen sind, und bei denen die Dichtung über einen Schlitz von 1 cm Breite und 10,5 cm Länge gelegt wurde, konnten Wasserdrücke von 70—80 at erreicht werden. Dabei ist zu beachten, daß die Dichtung an der Stelle des Schlitzes frei durchhing, d. h. nicht unterstützt war. Die Zerstörung erfolgte dann durch Zerreißen der Dichtung, da die Dichtung nicht mehr in der Lage war, infolge der geringen Zugfestigkeit einen noch höheren Druck aufzunehmen. Da dieses hier erreichte Maß weit über dem liegt, was in der Praxis an Wasserdruck vorkommen dürfte, kann wohl der Schluß gezogen werden, daß die Asphaltdichtung hinsichtlich ihrer Dichtigkeit für den hier vorkommenden Fall mit der erforderlichen Sicherheit als ausreichend angesehen werden kann.

d) Lebensdauer.

Über die Lebensdauer der Pappe liegen Ergebnisse vor, die beim Berliner Untergrundbahnbau gemacht sind. Die ersten Strecken sind hier im Jahre 1900 mit Asphaltdichtung abgedichtet worden, sie sind bis heute noch in tadellosem Zustand, wie sich nicht nur aus der völligen Dichtigkeit schließen läßt, sondern auch, wie sich bei verschiedenen Aufstemmarbeiten gezeigt hat. Die Lebensdauer der Asphaltdichtung dürfte somit als praktisch unbegrenzt anzusehen sein.

e) Elastizität.

Die Asphaltdichtung ist in hohem Maße elastisch und daher in der Lage, Bewegungen im Beton mitzumachen, ohne zu reißen. Es sei daher darauf hingewiesen, daß sich auf den Strecken der Berliner Untergrundbahn Risse befinden von 10—20 mm Weite, die durch die Asphaltdichtung anstandslos überbrückt werden, ohne daß sich Undichtigkeiten zeigen. Im übrigen sei hier schon erwähnt, daß aus den später noch zu schildernden Versuchen gleichfalls die hohe Elastizität hervorgeht, insbesondere aus dem Ergebnis des Spullerseestollen-Versuches. Ältere Versuche, ebenfalls im Auftrage der Firma Biehn & Co., Berlin, im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin ausgeführt, ergaben eine Dehnung von 11—22 vH und Bruchlasten bei Versuchsstreifen von 15 cm freier Einspannlänge und 5 cm Breite von 124—252 kg.

f) Zusammendrückbarkeit.

Von Interesse dürften hier noch einige Versuche sein, die zur Feststellung des Maßes der Zusammendrückbarkeit der Asphaltdichtung und der Pappe allein angestellt wurden (im Materialprüfungsamt Berlin im Auftrage der Siemens-Bau-Union, G. m. b. H., Kommanditgesellschaft).

Es wurde zuerst ein Stück Pappe von 1,6 mm Stärke unter Druck gesetzt und die Zusammendrückung gemessen. Das Ergebnis waren Zusammendrückungen von 0,11 bis 0,35 mm bei Drücken von 1 bis 12 at.

Es zeigte sich somit, daß die Zusammendrückung mit steigendem Druck abnimmt.

Ein ähnliches Bild ergab sich beim Preßversuch von Asphaltdichtung. Das Probestück wurde in eine Form gebracht, die ein seitliches Ausweichen der Dichtung verhinderte.

Die Zusammendrückung betrug 0,24 bis 0,79 mm bei Drücken von 2 bis 16 at.

Auch hier ist dieselbe Abnahme der Zusammendrückbarkeit bei steigendem Druck zu beobachten.

Interessanter als diese Zusammenstellung ist es, wenn man die Zusammendrückung als Prozente der Stärke der Pappe bzw. Dichtung ausdrückt. Es ergibt sich darnach, daß die Dichtung viel weniger zusammengedrückt wird als die Pappe allein, z. B. bei 12 at die Dichtung 4,9 vH, die Pappe 19,4 vH. Zu erklären ist dies aus dem Umstand, daß bei der Dichtung die Hohlräume, die in der Pappe allein vorhanden sind, mit der Dichtungsmasse ausgefüllt sind. Je besser daher der Anstrich und damit die Durchtränkung der Pappe ist, um so geringer wird auch die Zusammendrückbarkeit sein. Im übrigen ist es von Bedeutung, daß sich die Dichtung so wenig zusammendrücken läßt in bezug auf die Frage der Ausbildung des inneren Schutzringes, wie es sich später noch ergibt.

7. Die zweckmäßige Ausbildung einer Stollenauskleidung mit elastischer Dichtung.

a) Äußerer Betonmantel.

Der äußere Betonmantel muß, wie bereits erwähnt, den ganzen Gebirgsdruck aufnehmen, ebenso auch den Anteil des Wasserdruckes, der nach Abzug des Teiles, der vom Gebirge aufgenommen wird, noch übrigbleibt. Bei einem standfesten Gebirge genügt daher im allgemeinen eine verhältnismäßig schwache Stampfbetonauskleidung, nicht aber bei sehr schlechtem gebrächem Gebirge. Hier muß die Betonauskleidung stärker gehalten werden, unter Umständen sogar eine Bewehrung erhalten. Wenn der letztere Fall auch sehr selten sein dürfte, er ist aber immerhin denkbar, z. B. in Fällen, wo die durchfahrenen Strecken aus sandigem kiesigem Material bestehen, d. h., wo das Gebirge nicht in der Lage ist, einen Teil des Innendruckes aufzunehmen, also nur einen geringen passiven Druck ausübt und daher mit einem starken Nachgeben zu rechnen ist. Aber auch dann kann das Eisen so hoch wie zulässig beansprucht werden, ohne Rücksicht auf eine Rißbildung im Beton, d. h. ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

b) Dichtung.

Hier ist nur folgendes zu erwähnen:

Die Dichtung ist in der Lage, beträchtliche Längenänderungen ohne weiteres mitzumachen, sie ist jedoch nicht imstande, Kräfte, die senkrecht zu den Papplagen wirken, aufzunehmen. Durch eine derartige Beanspruchung besteht die Gefahr, daß

.e einzelnen Papplagen auseinandergerissen und die Schichten on Klebemassen dazwischen zerstört werden. Dadurch würde em Wasser ein Zutritt zu der Pappe geschaffen werden und ndichtigkeiten eintreten. Dieser Umstand verdient besondere erücksichtigung, wenn starke Bewegungen zu erwarten sind. ei der gewöhnlichen Herstellung wird die Dichtung auf die nterlage aufgeklebt und auf den letzten Anstrich aufbetoniert. reten nun in einer der beiden Betonwände starke Bewegungen n, etwa ein Bruch, durch den der Beton einseitig aus seiner rsprünglichen Lage gerissen wird, dann würde eine derartige hädliche Beanspruchung senkrecht zur Papplage eintreten. s ist daher in Fällen, wo starke Bewegungen zu erwarten nd, notwendig, dafür zu sorgen, daß die Dichtung nur an ner Seite anklebt, auf der anderen aber keinen unmittelbaren usammenhang mit dem Beton hat.

Es hat sich als praktisch einfach durchführbar herausgeellt, die Dichtung auf die Unterlage in der bisher üblichen Veise aufzukleben, an stark beanspruchten Stellen jedoch wischen Dichtung und innere Schutzmantel einem Isolierhicht einzuschalten, der nur die Aufgabe zukommt, das Anleben der Dichtung an den Beton zu verhindern. Es empfiehlt ch dafür ein einfaches Ölpapier oder eine Lage Rohpappe zu erwenden. Man könnte auch an feinstes Zinkblech denken on geringer Stärke (0,2 mm), das aber teurer wäre als die nfachsten Mittel, die vollkommen ausreichen. Diese Maßahme ist aber nur bei besonders starken Bewegungen forderlich, z. B. auf der Firststrecke in schlechtem Gebirge. Auf der Sohle und dem unteren Teil dürfte diese wischenlage nie erforderlich werden, wie auch durch Verache bestätigt wurde.

c) Innenmantel.

Der Innenmantel ist als Schutz für die Dichtung gedacht. hm fällt aber noch eine zweite Aufgabe zu: Die Dichtung muß möglichst bald nach ihrer Herstellung eine Unterstützung ekommen, da sie sonst infolge ihrer eigenen Schwere, insbesondere auf der Firststrecke, sich vom Beton, auf den sie aufeklebt ist, nach einiger Zeit, vielleicht einem Tag, loslösen ürde. Der Schutzmantel muß also gleichzeitig eine Unterützung für die Dichtung sein. Es ergibt sich aber auch aus em eben Gesagten, daß die Herstellung des Schutzringes den ichtungsarbeiten schnell nachfolgen muß, und daß die Schutzchicht in der Lage sein muß, von Anfang an der Dichtung ls Stütze zu dienen. Dies ist besonders wichtig, da dadurch ie Verwendung von Torkret für diesen Teil nicht ohne weiteres öglich ist, da ein solcher Mantel bis zu seinem Abbinden nd Erhärten an seiner Unterlage hängt, also das Gegenteil on dem bewirken würde, was seine eigentliche Aufgabe wäre.

Es dürfte sich daher folgender Arbeitsvorgang empfehlen siehe Abb. 3):

Nach Fertigstellung des äußeren Betonmantels, bei dem hier nicht unbedingter Wert auf eine ununterbrochene, ringförmige Herstellung zu legen ist, wird auf der Sohlenstrecke die Dichtung hergestellt und darauf sofort die Schutzschicht betoniert. Die Höhe, bis zu der die Dichtung hochgeführt werden kann, ist davon abhängig, wieweit die Schutzschicht ohne Schalung betoniert werden kann.

Nunmehr werden auf die fertige Sohle die Lehren aufgestellt, am besten eiserne, da sie am wenigsten Platz wegnehmen. Die Schalung bleibt vorläufig noch fort, bis die Seitenwände gedichtet sind, etwa bis auf die Kämpferhöhe. Dann erst wird der Beton hochgeführt, wobei die Verbindung mit dem Eisen in der Sohle in der im Eisenbeton allgemein üblichen Weise hergestellt wird. Erwähnt sei hier, daß die Papplagen in Richtung des Umfanges verlegt werden, nicht in Richtung der Stollenachse, und zwar kann für jeden Abschnitt eine besondere Pappe verlegt werden, d. h., es kann mit kurzen Stücken gearbeitet werden, und es ist nicht nötig, mit einundderselben Papprolle den ganzen Umfang auszukleiden, da die Stoßausbildung keinerlei Schwierigkeiten macht.

Abb. 3. Arbeitsvorgang bei Auskleidung eines Stollens mit einer elastischen Dichtung.

Auf der Firststrecke wird dann gleichfalls die Dichtung eingebracht. Die Betonierungsarbeiten sind hier schwieriger, wenigstens beim Gewölbeschluß, da die Stärke nur wenige Zentimeter (7—10 cm) beträgt und die Eisenbewehrung beim Stampfen vor Kopf hinderlich wäre. Aus diesem Grunde wird die Einbringung des Betons nur so weit fortgesetzt, als ein seitliches Einbringen und Stampfen möglich ist. Dann stellt man den Teil des Schutzringes her, der zwischen Dichtung und Eisen liegt, und zwar durch Einbringen des Betons und Stampfen desselben vor Kopf. Zu diesem Zwecke werden auf die Lehren Klötze aufgesetzt, deren Stärke sich aus dem Abstand der Eisen von der Außenkante Beton ergibt. Auf diese Unterlagsklötze werden eiserne Bleche aufgebracht und der Zwischenraum zwischen Blech und Dichtung mit Beton ausgefüllt, wobei man jetzt nicht durch irgendwelche Eisen behindert ist und auch die Gefahr der Bildung von Hohlräumen hinter den Eisen vermieden wird. Nachdem der Beton genügend erhärtet ist, wird die Schalung entfernt, die Eisenbewehrung vervollständigt und der noch fehlende Teil des inneren Mantels in Torkretbeton hergestellt. Auf diese Weise wird ein guter Gewölbeanschluß erzielt, frei von Hohlräumen und trotzdem verhältnismäßig einfach, da die Torkretierungsarbeiten nachträglich ausgeführt werden können.

Auch dürfte es vorteilhaft sein, den inneren Schutzmantel noch mit Zementmilch zu hinterspritzen. Dadurch wird auf jeden Fall erreicht, daß die Dichtung an allen Stellen gut eingespannt ist, außerdem aber wird sie dabei zusammengepreßt, so daß beim Auftreten von Innendruck sich kein Hohlraum zwischen Dichtung und Schutzmantel bildet.

Auf den Innenmantel noch einen Schutzanstrich aufzubringen ist überflüssig, da ja hier die Dichtung von der Asphaltdichtung allein übernommen wird.

8. Versuche mit einer Stollenauskleidung mit elastischer Dichtung und Ausführung von Probestrecken.

a) Modellversuche ohne nachgiebige Unterlage.

Zu den Versuchen wurde das bereits früher beschriebene eiserne Rohr verwendet, jedoch ohne Einlage des Wellbleches und des darüber angeordneten Schleifbleches. Auch im übrigen ist die Anordnung dieselbe geblieben. An Stelle der Öffnungen im Rohr, durch die, wie früher erwähnt, die Meßstäbchen hindurchführten, waren hier zwei Zapfhähne vorhanden, die während des Versuches geöffnet wurden, so daß auch hier eine Undichtigkeit sofort bemerkbar geworden wäre.

Abb. 4. Versuch mit einer elastischen Dichtung bei unnachgiebiger Unterlage.

Die Auskleidung war folgende (s. Abb. 4): Ein äußerer Betonmantel wurde in Torkretbeton hergestellt in einer Stärke von 20 mm. Darauf wurde eine vierfache Asphaltdichtung geklebt, die durch eine Eisenbetonschicht von 6 cm Stärke geschützt wurde. Die Bewehrung bestand aus Rundeisen, 8 mm Dmr., in Abständen von 15 cm und aus Verteilungseisen von 6 mm Dmr. in je 7,2 cm Entfernung. Die Abbindezeit betrug 14 Tage.

Die Dichtung an den Flanschen war hier erheblich einfacher als bei einer Zementdichtung. Die Asphaltdichtung war bis in die Flanschen vorgezogen und wurde dort, unter Zwischenschaltung eines Gummiringes, eingespannt. Dieser einfache Abschluß war in allen Fällen ausreichend, da kein Wasser am Flansch unter die Dichtung gelangen konnte. Nur ein Nachteil war vorhanden, der nicht ausgeschaltet werden konnte.

Mit Zunahme des Innendruckes längten sich auch die Schrauben und mußten demgemäß nachgezogen werden, dabei wurde die Klebemasse der in dem Flansch liegenden Dichtung allmählich herausgepreßt, so daß bei starker Steigerung des Druckes hier Wasserverluste eintraten, die aber das Versuchsergebnis in keiner Weise beeinflußten. Allerdings war es bei öfterem Wiederholen des Versuches unter Umständen nicht mehr möglich, den einmal bereits erreichten hohen Druck nochmals zu erzielen, da dann die Pumpe nicht mehr ausreichte.

Beim Versuch wurde der Druck langsam auf 6 at gebracht und einige Zeit auf dieser Höhe gehalten. Nachdem der Druck wieder auf Null reduziert und der Kessel entleert worden war, wurde der Deckel geöffnet.

Es waren im inneren Mantel keine Risse zu finden, auch nicht, nachdem der Beton einige Tage ausgetrocknet war, nur einige Schwindrisse waren netzförmig über die Oberfläche verteilt.

Derselbe Versuch wurde noch ein zweites Mal wiederholt, da man das Verhalten der Dichtung und des inneren Mantels auch bei höheren Drücken beobachten wollte, und zwar war geplant, den Druck auf 18 at zu steigern.

Der Versuch ging glatt vonstatten bis zu einem Druck von 16,7 at. Hier riß plötzlich einer der Bolzen, die die Deckel miteinander verspannten, glücklicherweise ohne größeres Unheil anzurichten. Der Versuch mußte daher bei diesem Druck eingestellt werden.

Es konnten im Innenbeton einige Risse und Abblätterungen festgestellt werden, jedoch nur in dem Teil des Innenmantels, der nicht bewehrt war und der erst nachträglich eingebracht worden war. Zwischen dem früher beschriebenen Versuch und dem jetzigen mußte nämlich die Dichtung in den Flanschen erneuert werden, aus bereits erwähnten Gründen, und zu diesem Zweck der Innenbeton z. T. aufgestemmt und neu eingebracht werden. Dieser neue Beton wies am Anschluß einige Risse auf. Der eigentliche Innenbeton war rissefrei, insbesondere waren keine Risse vorhanden in Richtung der Rohrachse, die bei einer Überbeanspruchung hätten auftreten müssen.

Bei beiden Versuchen waren nicht die geringsten Undichtigkeiten aufgetreten, aus den Zapfhähnen war kein Wasser abgeflossen.

Durch diese Versuche ist bewiesen worden, daß die Asphaltdichtung ohne weiteres Drücke aufnehmen kann, die größer sind als die im allgemeinen im Druckstollenbau vorkommenden, und daß sie dabei so wenig zusammengedrückt wird, daß ein auch nur schwach armierter Eisenbeton keine Risse erleidet.

b) Modellversuche mit nachgiebiger Unterlage.

Bei diesen Versuchen wurde die bereits früher beschriebene Anordnung mit dem Wellblech unverändert beibehalten (Abb. 5). Die Auskleidung selbst bestand aus einer Betonschicht im M. V. 1 : 4, die 2 cm stark war, darauf war die vierfache Asphaltdichtung geklebt. Der innere Mantel war in Stampfbeton ohne eine Eisenbewehrung bei stehendem Rohr hergestellt. Er hatte eine Stärke von 8 cm. Die Flanschendichtung war hier dieselbe wie bei den vorbeschriebenen Versuchen.

Zwischen Dichtung und innerem Schutzmantel war im unteren Teil, aus bereits erwähnten Gründen, ein Ölpapier zwischengelegt, das seine Aufgabe vollkommen erfüllt hat. Es wurde so ein Festkleben der Asphaltmasse am Innenbeton vermieden.

Abb. 5. 1. Versuch mit einer elastischen Dichtung bei nachgiebiger Unterlage.

Der Versuch selbst wurde in der gleichen Weise ausgeführt, wie er auch für die zuerst beschriebenen vorgesehen war: Drucksteigerung um $1/3$ at, bei höheren Drücken immer um $1/2$ at.

In $4\frac{1}{4}$ Stunden waren auf diese Weise 18 at erreicht worden, ohne daß sich irgendwelche Undichtigkeiten gezeigt hatten. Es wäre mit Rücksicht auf die Dichtung leicht möglich gewesen, den Druck noch weiter zu steigern, aber die Versuchseinrichtung ließ dies nicht zu.

Der Druck wurde dann in ziemlich kurzer Zeit nachgelassen und dabei Ablesungen bei 15, 10 und 5 at gemacht. Darauf wurde der Druck nochmals in kurzer Zeit auf 15—18 at gesteigert, ohne daß sich auch bei diesen starken, plötzlichen Beanspruchungen Undichtigkeiten gezeigt hätten. Den Druck auf 18 at länger zu halten, war wegen der Undichtigkeiten an den Flanschen, die sich bei Wiederholung des Versuches lästig bemerkbar machten, nicht möglich.

Die Durchbiegungen waren sehr beträchtlich. Ziehen wir hier auch nur wieder die einwandfreien mittleren Beobachtungsstellen in Betracht, so ergibt sich als größte Durchbiegung bei der ersten Steigerung auf 18 at = 13,3 mm. Diese Durchbiegung ging beim Nachlassen des Druckes auf 0 at durchweg zurück, ungefähr bis auf die Hälfte, um sich bei der neuen Drucksteigerung über das erste Maß hinaus zu vergrößern. Der hier erreichte Höchstwert ist 14,3 mm. Eine dauernde Durchbiegung blieb etwa von der Hälfte der Gesamtdurchbiegung. Dabei ist jedoch zu beachten, daß diese Beobachtung gleich nach Beendigung des Versuches gemacht worden ist. Es ist anzunehmen, daß die Bleche nach einiger Zeit noch weiter zurückgegangen sind.

Abb. 6.
Durchbiegungen beim I. Versuch mit einer elastischen Dichtung bei nachgiebiger Unterlage.

Die Einzelheiten des Versuches gehen am besten aus Tabelle 3 hervor, in der die Durchbiegungen in $^1/_{10}$ mm angegeben sind. Auf Abb. 6 sind die Durchbiegungen aufgezeichnet. Man kann aus diesem Linienzug feststellen, daß am Anfang größere Bewegungen eintraten, etwa bis zu 3 at, das ist bis zu dem Punkt, wo die Bleche an allen Stellen gut anliegen. Von da ab nehmen die Durchbiegungen proportional mit den Drucksteigerungen zu. Die Bewegungen gehen aber keineswegs gleichmäßig vor sich, sondern ruckartig. Die Hindernisse, die sich den Bewegungen der Bleche entgegenstellen, sind verschieden, so daß oft zwei nebeneinanderliegende Punkte recht verschieden weit durchgebogen sind. Die dadurch hervorgerufene Beanspruchung ist sicherlich besonders ungünstig, ungünstiger als sie in der Wirklichkeit vorkommen dürfte.

Eine Untersuchung der Auskleidung nach Beendigung der Versuche ergab folgendes Bild: Der Innenmantel zeigte keinerlei Längsrisse, dagegen war der Unterbeton an einigen Stellen vollkommen gebrochen, besonders über den Rändern der Bleche, aber auch dazwischen. Die Risse müssen bei voller Durchbiegung des Bleches ziemlich groß gewesen sein, noch nach dem Öffnen des Rohres betrugen sie teilweise 1 mm.

Der Unterbeton war vollkommen trocken. Die Dichtung war also trotz der großen Bewegungen vollkommen dicht geblieben, wie auch dadurch bewiesen ist, daß kein Wasser an den Meßöffnungen heraustropfte.

Derselbe Versuch wurde nochmals wiederholt, jedoch eine andere Innenauskleidung gewählt (Abb. 7). Im unteren Teil bestand diese aus schwach bewehrtem Eisenbeton, im oberen Teil war zuerst unter die Dichtung eine Lage Betonformsteine gebracht, die dann noch einbetoniert wurden. Diese Art der Auskleidung entsprach einem Ausführungsvorschlag und sollte hier ausprobiert werden. Wenn sie sich auch beim Versuch bewährt hat, dürfte mit Rücksicht auf eine einfachere Herstellung sich eine Abänderung empfehlen in der Weise, daß an Stelle der Formsteine Stampfbeton kommt und die darunter liegende Eisenbetonschicht in Torkret hergestellt wird.

Außerdem sollte bei diesem Versuch einmal ausprobiert werden, ob die Dichtung dadurch Schaden erleidet, wenn im Rohr ein Unterdruck entsteht, somit also die am Außenbeton festgeklebte Dichtung in lotrechter Richtung zur Papplage beansprucht wird. Der Gedanke zu diesem Versuch war durch den Umstand aufgekommen, daß beim Schließen der Stolleneinlaufschieber sich hinter dem abfließenden Wasser ein ziemlich hohes Vakuum bildet.

Nach der ersten Drucksteigerung auf 18 at wurde ein Unterdruck hergestellt von 0,88 at. Bei der darauffolgenden Drucksteigerung auf 10 at blieb das Rohr vollkommen dicht, ein Zeichen dafür, daß die Dichtung in der Lage ist, auch derartige Beanspruchungen ohne Schaden auszuhalten.

Die Durchbiegungen waren bei diesem Versuche kleiner als beim vorhergehenden (s. Tabelle 4). Es kommt dies daher, daß die Bleche nicht herausgenommen waren, die Anfangsbewegungen daher kleiner waren. Der Größtwert betrug 12,9 mm. Aus der Tabelle 6 sind die Einzelheiten des Versuches zu ersehen, der Innenbeton wies wiederum keine Risse auf, dagegen der äußere Beton, und zwar wie früher an den Stellen über den Blechrändern.

Da auch bei diesem Versuch, der im übrigen sehr gut mit dem vorhergehenden übereinstimmt, keinerlei Undichtig-

Tabelle 3.
Bewegungen des Innenbleches gegen das Mantelrohr.

Zeit vom Beginn der Prüfung ab in Minuten	Innendruck in at	Bewegungen des Innenbleches gegen das Mantelrohr in $^1/_{10}$ mm:				
		A 3	A 4	B 3	B 4	B 5
3	0,3	0	0	1	1	0
7	0,6	7	8	7	7	5
17	1,0	9	8	9	9	6
25	1,6	11	10	14	13	15
61	3,3	23	19	27	24	33
100	5,3	29	24	35	33	43
140	7,6	37	31	41	41	57
273	0	42	39	41	47	73
295—300	18	76	89	87	103	143
305	0	39	48	46	50	81

keiten eingetreten sind, dürfte somit ausreichend erwiesen sein, daß die elastische Dichtung hervorragend geeignet ist, größere Bewegungen ohne Schaden mitzumachen.

Es muß an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, welch großer Unterschied besteht zwischen den Ergebnissen bei den Versuchen mit einer reinen Betonauskleidung und den jetzt beschriebenen mit Verwendung einer elastischen Dichtung. Damals betrugen die größten erreichten Durchbiegungen 0,3 mm gegenüber jetzt rd. 1,3 mm! Der Druck war 1—1,5 at gegenüber 18 at! Dabei ist zu beachten, daß damals bei den ebengenannten Maßen eine Zerstörung eingetreten war, bei den Versuchen mit Verwendung einer elastischen Dichtung jedoch nicht, vielmehr konnten dieselben nur infolge der Unzulänglichkeit der zur Verfügung stehenden Versuchsanordnung nicht weiter fortgesetzt werden.

Abb. 7. 2. Versuch mit einer elastischen Dichtung bei nachgiebiger Unterlage.

Tabelle 4.
Bewegungen des Innenbleches gegen das Mantelrohr.

Zeit vom Beginn der Prüfung ab in Minuten:	Innendruck in at	Bewegungen des Innenbleches gegen das Mantelrohr in $^1/_{10}$ mm				
		A 3	A 4	B 3	B 4	B 5
4	0,3	1	1	0	1	0
9	0,6	4	3	2	4	3
14	1,0	6	3	4	4	6
23	1,3	7	3	5	4	10
53	3,3	16	12	12	14	30
103	6,6	27	13	24	14	49
148	10,5	37	25	37	31	80
203	16,0	58	42	61	43	120
231	10,0	67	53	67	64	129
235	5,0	60	50	64	59	122
243	0,0	37	25	39	30	72
0	0,0	Das Rohr wurde leergepumpt.				
0	0,38	Messungen wurden nicht ausgeführt				
5	0,42	36	23	39	25	72
10	0,54	—	—	—	—	—
13	0,68	35	23	39	29	71
19	0,84	—	—	—	—	—
20—25	0,88	—	—	—	—	—
50	0	36	27	42	30	74
60—65	10	—	—	—	—	—
70	0	—	—	—	—	—

Die beiden Versuchsreihen sind ohne weiteres miteinander vergleichbar, da die Anordnung in beiden Fällen genau dieselbe war. Es kann daher nicht der Einwand gemacht werden, daß die einigermaßen willkürlich festgelegte Bewegungsmöglichkeit der Auskleidung besonders ungünstig sei und in Wirklichkeit so nicht auftreten würde. Es mag zugegeben werden, daß die Beschränkung der Durchbiegungen auf einem Teil des Umfanges besonders ungünstig ist, um so höher ist aber das Ergebnis der letzten Versuche zu veranschlagen. Dazu kommt, daß bei einem Stollen in sehr gutem Gestein, bei mangelhafter Hinterspritzung ähnliche Bewegungen — nur auf ein kurzes Stück der Auskleidung beschränkt — auftreten werden, der hier angenommene Fall somit nicht so theoretisch ist, als es vielleicht auf den ersten Blick erscheinen möchte. Es sei auch hier darauf hingewiesen, daß z. B. im Ritomstollen bis zu einem gewissen Grad ähnliche Verhältnisse vorgelegen haben dürften, und daß auch die Lage der Risse dort eine ähnliche war, wie sie sich bei den Versuchen herausgestellt hat.

c) Probestrecken.

Von der Siemensbauunion wurden im Auftrag des Elektrisierungsamtes in Wien im Spullerseestollen u. a. auch Versuche mit einer Auskleidung mit elastischer Dichtung vorgenommen. Die Versuchsstrecke (Abb. 8) — ein Blindstollen — lag in außerordentlich gebrächem Gestein — zermürbtem Dolomit —, das beim Ausbruch starker Auszimmerung bedurfte. Der Gebirgsdruck war so groß, daß es der die Arbeiten dort ausführenden Unternehmung nicht möglich war, bei der Betonierung die Zimmerung überall zu entfernen. Das Holz blieb vielmehr stellenweise hinter der Betonauskleidung stehen. Man hat zwar nach Beendigung der Betonarbeiten eine einmalige Zementhinterspritzung vorgenommen, jedoch war kaum damit zu rechnen, daß der Erfolg derselben ein ausreichender war, da einesteils die Zimmerung der Zementmilch den Weg erschwerte, andererseits ein loses Gebirge, wie auch durch andere Versuche im dortigen Stollen bewiesen, sich wenig für solche Einspritzungen eignet. Es lagen also ganz besonders ungünstige Verhältnisse vor, die man auch nicht klar überblicken konnte, da z. B. über die Stärke der Betonauskleidung keine genauen Angaben vorlagen. Es sei hier im übrigen erwähnt, daß die übrigen Versuche im Spullerseestollen an anderer Stelle vorgenommen worden sind, die Ergebnisse also nicht miteinander vergleichbar sind.

Abb. 8. Versuchsanordnung in einem Blindstollen des Spullerseewerkes.

Der Blindstollen hatte einen Durchmesser von etwa 1,95 m und eine Länge von 5,85 m. Abgeschlossen war er auf der einen Seite durch eine Betonwand von 1,5 m Stärke, in der eine ovale Öffnung gelassen war von 0,50—0,70 m, die durch einen eisernen Verschlußdeckel geschlossen werden konnte. Die Wasserzuführung sowie der Manometeranschluß erfolgte durch diesen Deckel.

Auf die bereits fertiggestellte Auskleidung, die im übrigen ziemlich durchnäßt war, wurde die Asphaltdichtung in vierfacher Lage aufgebracht und zu deren Schutz ein Ring aus Klinkersteinen hergestellt. Man wählte hier Klinker, damit der Versuch möglichst bald vorgenommen werden konnte und man nicht erst auf das Erhärten eines Betonmantels warten mußte.

Bei dem ersten Druckversuch wurde, ohne daß sich Wasserverluste gezeigt hätten, ein Druck von 1,8 at erreicht,

als plötzlich der Druck am Manometer stark fiel und die Zerstörung der Auskleidung anzeigte.

Das überraschende Ergebnis, das im Gegensatz steht zu allen anderen Ergebnissen, hat im folgenden seine Begründung:

1. Das Gebirge war außergewöhnlich schlecht, bot somit der Betonauskleidung keinen Widerstand, wich vielmehr ohne weiteres aus. Dadurch traten im Beton sehr große Spannungen auf, die zu starken Rißbildungen und Zerstörungen im Beton Anlaß gaben. Hier machte sich das Stehenlassen der Verzimmerung bemerkbar, das sicherlich zur Vergrößerung der Bewegungen beigetragen hat.

2. Man hatte bei diesem Versuch, der vor den Laboratoriumsversuchen mit nachgiebiger Unterlage stattfand, die isolierende Schicht zwischen Dichtung und Innenmantel nicht eingelegt, da man annahm, daß die Bewegungen nicht größer sein würden als im Untergrundbahnbau, wo sich die Notwendigkeit zu dieser Maßregel nie ergeben hatte. Dieser Umstand ist aber nicht an dem Mißerfolg als solcher schuld, er hat nur die Undichtigkeit früher auftreten lassen, als es sonst der Fall gewesen wäre. Es darf nämlich nicht verkannt werden, daß der elastischen Dichtung nicht eine statische Aufgabe zugemutet werden kann, sie ist nie in der Lage, wenn der äußere Betonmantel vollkommen gerissen ist, den Druck aufzunehmen.

Nach Entfernung der Innenauskleidung und der Dichtung zeigten sich Risse im Außenbeton, besonders auf der Firststrecke, die durch den ganzen Beton hindurchgingen und die noch jetzt — nachdem der Druck schon lange aufgehört hatte — bis zu 3 mm Weite hatten.

Wie schlecht das Gebirge an dieser Stelle war, dürfte aus einem zweiten Versuch, der in demselben Blindstollen vorgenommen worden ist, deutlich hervorgehen.

Man entschloß sich dieses Mal, die Dichtung nicht auf diese beschädigte Betonauskleidung unmittelbar aufzubringen, sondern erst noch einen Eisenbetonring einzulegen, dessen Stärke 5 cm betrug und der bewehrt war mit 10 Rundeisen von 12 mm Dmr. auf den lfm. Er war also nur in der Lage, auch bei einer Eisenbeanspruchung von 1200 kg/cm², einen geringen Bruchteil des Innendrucks aufzunehmen.

Auf diesen Eisenbetonring wurde die vierfache Dichtung geklebt, jedoch dieses Mal vor Einbringen des Innenmantels eine Rohpappe dazwischen gelegt.

Der Blindstollen wurde am Tag vor dem Versuch gefüllt, um dem Wasser Gelegenheit zu geben, alle Hohlräume in dem Klinkermauerwerk auszufüllen. Tatsächlich konnte auch am nächsten Tag eine größere Wassermenge von rd 380 l nachgefüllt werden, bis die Drucksteigerung begann.

Rechnet man nach, so findet man, daß ungefähr 8 vH des Rauminhaltes des Mauerwerksringes aus Hohlräumen bestanden haben müssen, um Wassermengen, die zugefüllt und vor der Drucksteigerung eingepumpt wurden, aufnehmen zu können. Dieses Maß deckt sich gut mit den bei anderen Gelegenheiten festgestellten Werten.

Durch weiteres langsames Zupumpen von Wasser wurde der Druck gleichmäßig gesteigert. Aus beiliegendem Diagramm (Abb. 9) sind die benötigten Wassermengen, die erreichten Drücke, sowie die Zeiten des Versuches ersichtlich.

Bei 4,2 at trat ein kleiner Druckabfall ein, jedoch durch etwas stärkeres Pumpen wurde noch ein Druck von 4,4 at erreicht. Dann fiel trotz stärkerer Wasserzuführung das Manometer auf 0 ab, ein Zeichen dafür, daß eine stärkere Zerstörung eingetreten sein mußte.

Nach dem Entleeren und dem Entfernen der Schutzschicht zeigte sich im First eine Zerstörung der Dichtung. Unter dieser Stelle war der Eisenbetonmantel vollkommen gerissen — die Risse waren jetzt noch bis zu 7 mm groß —, und zwar durch Überwindung der Haftspannungen im Eisen. Die Bewegungen, die hier eingetreten sind, waren außergewöhnlich groß, zudem gingen sie ruckartig vor sich, so daß ein Reißen der Dichtung eintreten mußte.

Das Versuchsergebnis ist sicher dadurch beeinflußt worden, daß der Eisenbetonmantel noch ziemlich frisch war — es waren von seiner Herstellung bis zum Versuch nur einige Tage vergangen — und noch nicht seine volle Festigkeit erreicht hatte, abgesehen davon, daß die Armierung überhaupt zu schwach war, da sie bei dem schlechten Gebirge fast den vollen Innendruck aufnehmen mußte. Auf jeden Fall ist aber einwandfrei bewiesen, daß die Dichtung bis zur Zerstörung des Eisenbetonmantels gehalten hat und dicht geblieben ist.

Es dürfte im übrigen noch von Interesse sein, festzustellen, welche Bewegungen die Dichtung bis zu ihrer Zerstörung mitgemacht hat:

Vom Beginn der Drucksteigerung bis zum ersten Abfall des Manometers wurden rd 830 l zugepumpt. Bei einer Stollenlänge von 5,85 m und einem Durchmesser von 1,79 m zwischen der Dichtung gemessen, ergibt sich eine Raumvergrößerung, die sich aus der zugepumpten Wassermenge einfach errechnen läßt, da diese nicht abfloß, wie sich daraus ergibt, daß bei einem Aufhören des Pumpens der Druck nicht fiel. Die Vergrößerung des Durchmessers betrug 5 cm oder anders ausgedrückt, der Umfang hat sich um 16 cm vergrößert. Auf 1 m Umfang bedeutet dies eine Längenänderung von 2,77 cm! Dabei sind die günstigsten Annahmen gemacht, nämlich daß die Bewegungen sich gleichmäßig auf den ganzen Umfang verteilt haben. Dieses ist sicherlich nicht der Fall gewesen, da in der Nähe der Bruchstelle sich größere Bewegungen vollzogen haben dürften.

So zeigte gerade hier der letzte Versuch, trotzdem er den auf ihn gesetzten Erwartungen nicht voll entsprochen hat, daß die elastische Dichtung in der Lage ist, große Bewegungen

Abb. 9. Wasserzufluß- und -Drucklinie bei dem Abpreßversuch im Spullerseestollen.

ohne Schaden mitzumachen, solange nur eine Unterlage noch vorhanden ist und die Dichtung nicht auf eine größere Strecke freitragend den vollen Wasserdruck aufnehmen muß. Daher sei hier nochmals darauf hingewiesen, daß die eben geschilderten Versuche das Ergebnis des Laboratoriumsversuches bestätigen, wonach die Dichtung in der Lage ist, auch hohe Drücke ohne zu reißen aufzunehmen, selbst wenn Risse in der Unterlage vorhanden sind von 1 m und mehr. Bei allen Versuchen hat sich beim nachträglichen Aufstemmen gezeigt, daß an solchen Stellen nur der äußere Anstrich in den Riß eingedrungen ist, nie aber eine der Papplagen, selbst nicht wenn, wie wohl fast stets anzunehmen ist, mit dem Nachlassen des Innendruckes sich die Risse wieder teilweise geschlossen haben.

Diese Fähigkeit der Asphaltdichtung, derartige Bewegungen mitzumachen, erklärt sich in der Hauptsache dadurch, daß bei Auftreten von Druck die Klebemasse in der Dichtung dickflüssig wird und so ein Vorbeischieben der einzelnen Papplagen aneinander möglich ist. Es macht sich also hier der Umstand, daß die Dichtung aus mehreren Lagen besteht, vorteilhaft be-

merkbar, abgesehen davon, daß in dieser mehrfachen Dichtung auch eine hohe Sicherheit liegt.

Wenn somit also auch der Spullerseeversuch dem Fernstehenden im ersten Augenblick als ein Mißerfolg erschienen sein mag, so dürfte doch hier zur Genüge bewiesen sein, daß es auch ein Erfolg für die elastische Dichtung ist, und daß andere Umstände daran die Schuld tragen, daß hier nicht noch ein höherer Druck erreicht worden ist.

9. Die Wirtschaftlichkeit einer Stollenauskleidung mit elastischer Dichtung.

Es soll hier noch kurz die Frage der Wirtschaftlichkeit einer Auskleidung mit elastischer Dichtung gestreift werden. Wenn auch gerade bei solch schwierigen Bauwerken die Kostenfrage nicht in den Vordergrund gestellt werden darf, da hier das Beste gerade gut genug ist, und das Sparen in solchen Fällen meist recht teuer kommt, so müssen sich doch immerhin die Kosten so niedrig halten, daß dadurch die Wirtschaftlichkeit einer Anlage nicht beeinflußt wird.

Vergleicht man eine kombinierte Stollenauskleidung und eine solche mit elastischer Dichtung miteinander, so kann man ohne weiteres feststellen, daß sich die Kosten für Beton im allgemeinen bei letzterer nicht höher stellen als bei einer reinen Betonauskleidung. Im Gegenteil wird meist sogar eine Verbilligung möglich sein, da man bei Verwendung einer elastischen Dichtung manche Arbeit nicht so sorgfältig vornehmen muß, z. B. das Ausspritzen der Klüfte usw., da die Dichtung eine größere Sicherheit in sich trägt. Dazu kommt, daß die Eisenmenge beträchtlich geringer ist, wenn der Innenmantel keinen Innenwasserdruck aufzunehmen hat, sondern nur soweit bewehrt sein muß, daß er sich selbst trägt.

Diese Ersparnisse reichen in vielen Fällen aus, um die Kosten für eine Auskleidung mit elastischer Dichtung niedriger zu halten, als bei einer reinen Betonauskleidung, oder wenigstens nicht höher anwachsen zu lassen. Der Preis für eine elastische Dichtung beträgt heute vielleicht 7—8 M/m², entspricht also einer Eisenmenge von rd 15—20 kg, wenn man auch hier die Löhne für Biegen, Verlegen usw. sowie die Unkostenaufschläge einrechnet. Es ist also nur eine Einsparung einer verhältnismäßig geringen Eisenmenge notwendig, um die Kosten der elastischen Dichtung einzubringen.

Aber selbst wenn dies in dem einen oder anderen Fall nicht ganz möglich wäre, stellen sich die Kosten der Dichtung im Verhältnis zu den gesamten Anlagekosten nur unbedeutend höher. Auf jeden Fall aber ist eine derartige Lösung viel billiger als der Ausweg, den man bisher in solchen Fällen eingeschlagen hat, wenn man mit der reinen Betonauskleidung nicht mehr zum Ziele kam, nämlich ein eisernes Rohr zu wählen, das man in dem Stollen verlegt hat. Abgesehen von einem Druckhöhenverlust sind hier die Baukosten um ein Wesentliches höher, so daß sich hier erst die Vorteile der elastischen Dichtung voll bemerkbar machen.

Man kann daher wohl im allgemeinen sagen: In Fällen geringen Wasserdruckes und bei sehr gutem Gebirge bringt die Verwendung einer elastischen Dichtung eine geringe Erhöhung der Baukosten mit sich, bei Fällen hohen Wasserdruckes oder bei schlechtem Gebirge ist eine Auskleidung mit der Asphaltdichtung die billigste Lösung.

10. Schlußbetrachtungen.

Auf Grund der hier dargelegten Erfahrungen und Versuche sei noch kurz die Frage behandelt, welche Auskleidung bei den verschiedenen Gesteinsarten die richtige sein dürfte.

Vor Ausbruch eines Stollens dürfte es kaum möglich sein, einen endgültigen Beschluß über die Art der Auskleidung zu fassen, da selbst beim Vorliegen ausführlicher geologischer Untersuchungen in den einzelnen Gesteinsarten sehr beträchtliche Unterschiede auftreten können. Erst der Anblick und die genaue Untersuchung des durchfahrenen Gesteins werden hier Klarheit schaffen. Von größter Bedeutung ist die Schichtung des Gesteins, das Vorhandensein von Klüften, das Verhalten des Gesteins gegenüber Erschütterungen beim Sprengen, der Wasserandrang von außen, der Grad der Verwitterung usw.

Hier ist es auch sicherlich empfehlenswert, den Rat erfahrener Geologen einzuholen, deren Fachwissen hier den Stollenbauer wertvoll unterstützen kann. Auch Versuche über die Festigkeit des Gesteins empfehlen sich, vor allem aber auch Versuche über die Höhe von Wasserverlusten bei Innendruck ohne Auskleidung, wie sie z. B. in Amsteg vorgenommen worden sind. Ferner geben Messungen über die Größe von Bewegungen im Gebirge beim Auftreten von Innendruck wertvolle Anhaltspunkte über die Anforderungen, die im betreffenden Fall an die Auskleidung gestellt werden. Erst auf Grund dieser Beobachtungen und Feststellungen sollte man zur Wahl der Auskleidung schreiten.

Ist das Gebirge vollkommen standfest und weist es keine Klüfte auf, so kann man sich mit einer verhältnismäßig einfachen Auskleidung zufrieden geben. Das heißt aber nun nicht, daß der Stollen unausgekleidet bleiben kann, oder daß ein einfacher Putz genügt. Bei einem einigermaßen hohen Wasserdruck wird man mindestens eine sehr sorgfältig hergestellte und gut hinterspritzte Stampfbetonauskleidung wählen müssen. Es sei hier ausdrücklich hervorgehoben, daß man zu dieser Wahl erst schreiten sollte, wenn eine genaue Untersuchung und Probestrecken ergeben haben, daß auf diese Weise Wasserverluste vermieden werden können. Dieser Fall dürfte nur vorkommen bei bestem Granit, Gneis und ähnlichen Gesteinen.

Ist das Gebirge standfest, aber klüftig, oder ist mit einer stärkeren Zerrüttungszone zu rechnen, so genügt eine einfache Stampfbetonauskleidung nicht, hier muß eine kombinierte Auskleidung Platz greifen, die in der Lage ist, je nach den besonderen Verhältnissen, einen mehr oder minder großen Teil des Wasserdruckes aufzunehmen. Auch hier muß durch Probestrecken festgestellt werden, ob nicht Risse und Wasserverluste zu befürchten sind, wobei Messungen der Bewegungen im Gebirge wertvolle Schlüsse zulassen, insbesondere nachdem jetzt durch die Laboratoriumsversuche ein Anhalt gegeben ist, welche Bewegungen eine derartige Auskleidung mitmachen kann.

Kommt man mit dieser Auskleidung nicht mehr zum Ziele, so muß man zur elastischen Dichtung übergehen. Das wäre also der Fall bei stark klüftigem Gestein, bei Vorhandensein einer ausgedehnten Zerrüttungszone, bei nicht genügend standfestem Gebirge oder bei besonders hohen Wasserdrücken.

Aber auch bei den erstgenannten beiden Gruppen kann es wünschenswert sein, die elastische Dichtung zu verwenden, nämlich dann, wenn auch geringe Wasserverluste vermieden werden sollen, was der Fall ist bei Werken, die hohes Gefälle ausnutzen, aber wenig Wasser haben. Hier, wo jeder Liter einen beträchtlichen Gewinn bringt, wird man auf völlige Dichtigkeit Wert legen, die nur bei einer Asphaltdichtung gewährleistet ist, so daß sich hier die etwas höheren Kosten lohnen.

Wenn sich auch keine allgemeinen Richtlinien aufstellen lassen für die Wahl einer Auskleidung, immerhin dürften die bisherigen Probestrecken und Modellversuche wertvolle Anhaltspunkte geben, welche Erwartungen man an die einzelnen Stollenauskleidungen knüpfen darf und in welchen Fällen sie anzuwenden sind.

EIN MODERNES MAGAZINGEBÄUDE MIT TRÄGERLOSEN DECKENKONSTRUKTIONEN IN PHILIPPOPEL.

Von Dr.-Ing. Paul Neményi, Chefkonstrukteur der N. Rella & Neffe Bauunternehmungs-Aktiengesellschaft, Sofia.

Allgemeines:

In der Hauptstadt Südbulgariens, welche zugleich das Zentrum der bulgarischen Tabakproduktion und des Tabakexportes, ferner des Rosenölexportes bildet, sind in den letzten Jahren sehr bedeutende moderne Magazingebäude entstanden. Wohl das größte unter denselben ist das von der Fa. N. Rella & Neffe, Sofia, ausgeführte Tabaklagerhaus der Tabakus Aktiengesellschaft, Sofia.

Abb. 1a.

Das Gebäude weist in baulicher Hinsicht manches Interessante auf, und da die Berechnung der darin vorkommenden Pilzdecken, die etwa ³/₄ sämtlicher Deckenkonstruktionen ausmachen nach Lewes Theorie vorgenommen wurde und dabei wohl zum erstenmal alle Vorteile, die in dieser Theorie verborgen sind, richtig ausgenützt wurden, so soll auf nähere Erörterung der Anordnung, Berechnung und konstruktive Durchbildung des Baues eingegangen werden.

Der beiliegende Schnitt und Grundriß, ferner die Fassade geben eine Übersicht über die allgemeine Anordnung. Das Gebäude enthält ausschließlich Magazin- und Manipulationsräumlichkeiten; die Büros, Portierloge und Wohnung, Garage usw. sind in einem daneben zu errichtenden zweiten Gebäude untergebracht.

Abb. 1b. Schnitt und Hoffassade.

Keller, Parterre und erste Etage sind durchgehende Magazinräumlichkeiten, von da an sind im vorderen Trakt nur drei Etagen, welche als Manipulationsräume dienen sollen; im hinteren Trakt entsprechen diesen fünf Etagen, welche Lagerräume sind. Der Dachraum dient durchgehend als Lagerraum. Die angenommenen Nutzlasten sind in den Magazinräumlichkeiten mit Ausnahme des Dachraumes 500 kg, im Dachraum 300 kg, in den Manipulationsräumen 250 kg je m². Das Gebäude hat an der Fassade des Magazintraktes einen arkadenartigen Korridor mit Längsrampe, von welchem das Lagermaterial ohne Benützung der drei Treppenhäuser vermittels dreier Aufzüge, welche sowohl für Hand- als auch für maschinellen Betrieb vorgesehen sind, in das Magazin gefördert werden kann. Im Keller und über den drei Manipulationssälen sind Trägerdecken angeordnet; alle übrigen Räumlichkeiten haben Pilzdecken, was neben mehreren anderen Gründen hauptsächlich durch Ersparnis an Bauhöhe bedingt war.

Die erwähnten Aufzugsschächte wurden abweichend von anderen ähnlichen Konstruktionen nicht als ein Ausschnitt aus einem normalen Deckenfeld angeordnet, sondern um möglichst an störenden Säulen zu sparen, so angebracht, daß ihre vier Säulen zusammen an Stelle einer normalen Säule zu stehen kommen.

Da die Wasserleitung von Philippopel für ein so hohes Gebäude nicht ausreichend ist, wurde im Keller eine durch einen Motor angetriebene Pumpe angeordnet, welche das nötige Betriebswasser aus dem neben dem Gebäude gebohrten Brunnen in die zwei im Dachgeschoß angeordneten Wasserbehälter $2 \times 2 \times 1$ m hinaufbefördert.

Fundierung.

Der Untergrund, auf welchem der Bau fundiert werden sollte, ist mäßig sandiger und etwas nasser Lehm, dessen zulässige Pressung zu 2 kg pro cm² geschätzt worden ist. Aus dieser verhältnismäßig geringen Bodenbeanspruchung und aus den bis 190 Tonnen gehenden Lasten, die auf einzelne Stützen entfallen, ergaben sich so große Fundamentkörper, daß unter Berücksichtigung der Grundwasserhaltung die Anordnung einer durchgehenden Pilzplatte, wenigstens für den schwerbelasteten Magazintrakt, nahe lag. Ein Projekt wurde denn auch bis auf die Biegepläne fertig ausgearbeitet. Dasselbe konnte wegen Un-

möglichkeit der Beschaffung der ziemlich bedeutenden Rundeisenmenge nicht ausgeführt werden, so daß die im Schnitte sichtbaren Stampfbetonfundamentkörper unter Eisenbetonsäulenfüßen zur Ausführung kamen.

Der Grundgedanke des nichtausgeführten Entwurfs besteht darin, daß die durchgehende Fundamentplatte überall am Rande vorragt, und zwar an den Stützen besonders stark, wodurch man erzielt, daß die Außenfelder ebenso armiert werden können wie die Innenfelder, da bei der getroffenen Wahl der Vorkragungen die Spannungsverteilung im wesentlichen für alle Felder sich so gestaltet wie bei unendlich vielen gleichen Feldern. Die Berechnung erfolgte auf Grund des Aufsatzes von Lewe in Heft 15 des IV. Jahrganges des „Bauingenieur". Der Elastizitätskoeffizient k des Baugrundes wurde hierbei mit 10 angenommen entgegen der Annahme von Lewe, wonach bei einem Boden von 1—2 kg pro cm² zulässigen Bodenpressung k zu 20 angenommen werden könnte. Diese Annahme erschien nämlich insofern unwahrscheinlich, weil bei richtiger Durchrechnung (in dem von Lewe durchgerechneten Zahlenbeispiel ist J ohne Berücksichtigung des Nennerkoeffizienten 12 gerechnet) sich die positiven Momente auf etwa ein Zehntel jener bei $k = 0$ gestellt hätten, was ein überaus unwahrscheinliches Ergebnis wäre. Bei dem angenommenen Werte $k = 10$ ergaben sich Werte für die Positivmomente, welche von dem Falle vollständig nachgiebiger Unterlage ($k = 0$) sich um etwa 30 bis 40 vH unterscheiden.

Abb. 2. Grundriß.

In Wirklichkeit mußten, wie bereits erwähnt, durchwegs Einzelfundamente angewendet werden. Eine Ausnahme bilden die Säulen an dem an einem fremden Grundstück angrenzenden Ende des Gebäudes, welche, um äußerst ungünstige, stark exzentrische Fundamentausbildungen zu vermeiden, mit der benachbarten Säule zu je einem zusammenhängenden Eisenbetonbalkenfundament zusammengefaßt wurden.

Pilzdecken.

Die Pilzdecken wurden durchwegs mit Verstärkungsplatten ausgebildet (Stärke der durchgehenden Platte 17 cm, Stärke der Verstärkungsplatte 11 cm, Größe der Verstärkungsplatte ca. $^1/_3$ der Feldweite). Die Armierung erfolgte bei den Pilzdecken im Manipulationstrakt im Zweiwegesystem, bei jenen im Magazintrakt mit Ausnahme einiger ganz abnormaler Felder im Vierwegesystem, bei den abnormalen Feldern an der stumpfwinkeligen Ecke des Gebäudes im Drei- und Zweiwegesystem. Für die Wahl des Armierungssystems war folgende Überlegung maßgebend: im Manipulationstrakt ist mit Rücksicht auf die als Trägerdecken angeordnete Mehrzahl der Stockwerksdecken eine solche Säuleneinteilung gewählt, daß die beiden Außenfelder (Außenschiffe) um 25 vH schmäler sind als die Innenschiffe. Dieser Umstand würde beim Vierwegesystem sehr stark geknickte Diagonalarmierungsstreifen bedingen, was eine konstruktive Unklarheit bedeutet und naturgemäß auch bei der Ausführung eine überflüssige Erschwernis der Montagearbeit herbeigeführt hätte. Hingegen sind im Magazintrakt die Felder, wenn man die in der Einleitung schon erwähnten Viersäulengruppen, die das Gerippe für die Aufzugsschächte bilden, durch eine einzelne Säule ersetzt denkt, zum Teil fast genaue Quadrate, zum Teil dem Quadrate nahekommende unregelmäßige Vierecke. Bei diesen letzteren hätte die Anordnung des Zweiwegesystems Mittelstreifen bedingt, deren Eisen miteinander nicht parallel sind, so daß in diesem Trakt wiederum die Rücksicht auf Vereinfachung die Anordnung des Vierwegesystems nahe gelegt hat.

Das Gebäude ist durch zwei Dilatationsfugen in drei Teile geteilt. Bei den Pilzdecken sind diese Dilatationsfugen durch je einen eingehängten Dilatationsstreifen ersetzt; dies er ist so angeordnet, daß für die an denselben anschließenden Pilzdeckenfelder die Spannungsverteilung möglichst ebenso ausfällt, wie wenn keine Dilatationsfuge vorhanden wäre, also so, daß die Ränder des Streifens sich dem Ort der Momentennullpunkte möglichst nähern. Die bis jetzt häufiger angewendete Anordnung mit Doppelsäulen hat den Nachteil, daß dadurch die Anzahl der kräftiger zu armierenden Außenfelder sich wesentlich erhöht; dieser Nachteil fällt bei der gewählten Anordnung vollständig fort.

Die Berechnung erfolgte auf Grund der Leweschen Theorie in ihrer neuesten Fassung (Strenge Lösung des Pilzdeckenproblems von Dr. Lewe, Selbstverlag des Verfassers). Es wurden die Formeln für die Armierung unter der Voraussetzung unendlich vieler gleicher quadratischer Felder aufgestellt. Außer der Säuleneinspannung bei Streifenlast wurde sowohl bei ständiger als auch bei beweglicher Last die Einspannung am Rande der Verstärkungsplatte in Berücksichtigung gezogen. Dieser letztere Umstand bildet die Hauptursache, weshalb die vom Verfasser hergeleiteten Biegungsmomente so ganz wesentlich günstiger ausfielen als jene, die unter sonst ganz ähnlichen Voraussetzungen von anderen Konstrukteuren zur Anwendung gebracht wurden.

Über die Anwendung der Leweschen Theorie und Tabellen zur Herleitung der erwähnten Durchschnittsformeln von der Form $\frac{q\,l^2}{\lambda} + \frac{p\,l^2}{\mu}$ pro lfdm der verschiedenen Streifen soll des näheren folgendes bemerkt werden. Bei der Berücksichtigung der Einspannung am Rande der Verstärkungsplatte wurden Lewes Entwicklungen unverändert zur Anwendung gebracht, nur der offenbar fehlerhafte Tabellenwert Lastfall 42 Krümmung nach x Richtung $\xi = 1$, $\eta = 0{,}5$ wurde auf Grund einer Näherungsrechnung berichtigt. Bei der Berechnung der Säuleneinspannung, welche bei einer Streifenlast eintritt, mußte jedoch die Lewesche Formel zur Ermittlung der Größe der entlastenden Kraft q pro m² einer Korrektur unterzogen werden, da dieselbe nach Auffassung des Verfassers fehlerhaft ist. Nimmt man nämlich, was bei Einspannung am Fuße der Säule im Falle einer obersten Stockwerksdecke unbedingt annähernd richtig ist, den Momentennullpunkt im unteren Drittel der Säule an, so wird die linke Seite der Leweschen Gleichung (Seite 25), wie man leicht ersieht:

$$\frac{2\,\alpha^3\,a^3\,q\,\frac{h}{3}\cdot\frac{3}{4}}{E\,J_h},$$

oder bei $\alpha = 1/3$:

$$\frac{a^3\,h}{E\,J_h}\cdot\frac{3}{162}.$$

Hieraus ergibt sich:

$$q = \frac{27\,k}{3 + 2{,}862\,k}$$

wogegen bei Lewe $\frac{27\,k}{1 + 2{,}862\,k}$ steht.

Dies bedingt eine Abnahme des entlastenden Stützeinspannmomentes in unserem Falle um etwa 10 vH.

Auf diese Weise wurden dann auf dem Wege umständlicher Tabellenrechnung und Mittelwertermittlung erhalten als durchschnittliches Streifenmoment für 1 lfdm der verschiedenen Streifen (wobei die Breite der Gurtstreifen mit $1/2$ Feldweite angenommen wurde):

1. Gurtstreifenpositivmoment $\frac{q\,l^2}{36{,}5} + \frac{p\,l^2}{24}$,
2. Negativmoment quer zum Gurtstreifen über demselben $-\frac{(p+q)\,l^2}{66{,}5}$,
3. Mittelstreifen Positivmoment (nur beim Zweiwegesystem) $\frac{q\,l^2}{38} + \frac{p\,l^2}{26{,}5}$,
4. Diagonalstreifen (nur beim Vierwegesystem) $\frac{q\,l^2}{38} + \frac{p\,l^2}{26}$,
5. Moment am Rande der Pilzkopfpyramide $-\frac{(p+q)\,l^2}{12{,}5}$.

Zeichenerklärung: dünner Strich = Eisen unten, starker Strich = Eisen oben.

Abb. 3. Armierungsplan der Pilzdecke, oberstes Stockwerk, I. Teil.

Es wird lehrreich sein, diese Ausdrücke zu vergleichen mit der Veröffentlichung der Fa. Heinrich Butzer, Dortmund-Rotterdam, im Bauingenieur ds. Jahrganges Heft 4:

1. $\frac{q\,l^2}{24,5} + \frac{p\,l^2}{20}$,

2. $-\frac{(q+p)\,l^2}{78}$,

3. $\frac{q\,l^2}{30,5} + \frac{p\,l^2}{24,5}$,

4. ist nicht ermittelt,

5. $-\frac{(q+p)\,l^2}{10}$.

Die bedeutenden, im Durchschnitt etwa 20 vH betragenden Differenzen, die sich zugunsten der Berechnung des Verfassers zeigen, sind fast ausschließlich aus der Berücksichtigung der

Abb. 4. Armierung der Gesimskonstruktion. Schnitt B.

Einspannung am Rande der Verstärkungsplatte, bei ruhender und auch bei beweglicher Belastung zu erklären, da der Einfluß der etwas schlankeren Säulen des Butzerschen Baues, in deren Berechnung durch die übernommene in günstiger Richtung fehlerhafte Lewesche Formel für die Säuleneinspannung bei Streifenlast beinahe wett gemacht wird.

Abb. 5. Armierung der Verstärkungsplatte.

Wenn man nun unsere Formeln mit den New Yorker Bestimmungen vergleicht und berücksichtigt, daß in New York $\sigma_{e_{zul}} = 1120$ statt 1200 ist, dann sieht man, daß die Gurtarmierung bei der richtig ausgenützten Leweschen Theorie etwas kleiner, die Diagonal- oder Mittelstreifenarmierung aber stärker ausfällt, als bei der Berechnung nach amerikanischen Bestimmungen. Im großen und ganzen erscheint bei leichten Nutzlasten die Lewesche Lösung der amerikanischen wirtschaftlich gleichwertig; bei besonders schweren Nutzlasten ergeben die amerikanischen Bestimmungen eine wesentliche Ersparnis.

Wie hervorgehoben, beziehen sich die oben abgeleiteten Formeln auf das höchste Stockwerk eines Baues mit nach beiden Richtungen unendlich vielen gleichen quadratischen Feldern. Dieselben Formeln wurden nämlich infolge Knappheit der zur Verfügung stehenden Zeit für sämtliche Stockwerke angewendet, so daß sicherheitshalber die größere Säuleneinspannung, die bei Zwischengeschoßdecken zu gewärtigen ist, nicht berücksichtigt werden konnte. Was die willkürliche Annahme unendlich vieler gleicher Felder anbetrifft, so wurde der hieraus erwachsende Fehler durch schätzungsweise Berücksichtigung der ungünstigeren Lage von Außenfeldern, ferner von abnormalen Feldern möglichst ausgeschaltet. Die hierbei angewendeten Gesichtspunkte im einzelnen anzuführen erübrigt sich; der Eisenbetonkonstrukteur ist zu ähnlichen Schätzungen auch bei anderen Arbeiten sehr häufig gezwungen.

Bemerkt sei noch, daß dieselben Säuleneinspannmomente, die für die Platte entlastend wirken, auch für die Säulen berücksichtigt wurden. Es ergab sich hierdurch für eine normale Mittelsäule ein auf diese Säule wirkendes Drehmoment:

$$\frac{p\,l^3}{12,5},$$

welches dann in der üblichen angenäherten Weise nach oben und nach unten im Verhältnis der Säulenträgheitsmomente verteilt wurde. Die Momente für Außensäulen und abnormale Säulen wurden auf Grund statischer Überlegungen ohne weitere Rechnung geschätzt. Die sich ergebenden Werte waren

Abb. 6. Anordnung des Dilatationsstreifens.

ganz wesentlich ungünstiger als jene der diesbezgl. amerikanischen Bestimmung. Mit Rücksicht auf die theoretisch einwandfreie Inrechnungstellung der Biegungsmomente und

Abb. 7. Armierung der Pilzdecke.

auf die vorzügliche Beschaffenheit des Betons wurde für $\frac{P}{F} + \frac{M}{W}$ 50 kg pro cm² zugelassen.

Bei der konstruktiven Ausbildung wurde besonderes Augenmerk auf die Wahl der Lage des Überganges zwischen den positiven und negativen Armierungen gelegt, was auf Grund der ausführlichen Momententabellen geschehen konnte. Ferner wurde ähnlich den amerikanischen Bestimmungen auf die Kontinuität der Armierung geachtet und ein Teil der Eisen der einzelnen Streifen über mehrere Felder ohne Stoß durchgeführt. Die richtige Ausführung der genauen Stoßlängen erscheint nicht immer gesichert, so daß diese Maßnahme — ohne daß sie einen Mehraufwand bedeuten würde — einen gewissen Überschuß an Sicherheit bietet.

Die Ausführung der Pilzdecken weist nur insofern Bemerkenswertes auf, daß die Schalungen der Pilzköpfe samt Verstärkungsplatte der Innensäulen aus stärkeren Brettern in zwei nur mit Schrauben verbundenen Teilen ausgeführt wurden, wodurch ermöglicht wurde, daß aus diesen viel Arbeit und Material erfordernden Schalungsteilen nur eine geringe Anzahl hergestellt werden mußte.

Ausführung.

Die Ausführung des Baues wurde vertraglich auf 120 Bautage befristet und für die Überschreitung eine bedeutende Konventionalstrafe bestimmt. Schon wesentlich vor Ablauf der Baufrist konnte ein Teil des Gebäudes übergeben werden und wurde von der Bauherrschaft in Betrieb genommen. In den höheren Stockwerken fehlt noch ein Teil der Verputzarbeiten, jedoch erscheint schon die termingerechte Übergabe auch dieses Teiles gesichert.

Entwurf, Architektur und Konstruktion des Bauwerkes sind im technischen Büro der Firma N. Rella & Neffe, Sofia, ausgearbeitet worden. Die Bauleitung seitens der Bauherrschaft obliegt dem Arch. Illieff, seitens der Bauunternehmung dem Dipl.-Ing. Kander.

SCHLEUSEN OHNE WASSERVERBRAUCH.

Unter besonderer Berücksichtigung der Trogschleuse nach Patent Menickheim.

Von Dipl.-Ing. Mangold, Duisburg, Wanheimerort.

Die Überwindung der Gefällstufen bei Flußkanalisierungen und Schiffahrtskanälen erfolgte bisher fast ausschließlich durch Kammerschleusen. Die Kammerschleuse, welche bei großer Höhe als Schachtschleuse gebaut wird, wird auch in Zukunft immer an erster Stelle in Frage kommen, wenn genügende Wassermengen zur Verfügung stehen.

Gerade bei Binnenkanälen tritt jedoch oft der Fall ein, daß man in der Scheitelhaltung nur einen so geringen Wasserzufluß hat, daß mit ihm ein normaler Schleusenbetrieb nicht durchzuführen ist. Man ist dann gezwungen, entweder den Wasserverbrauch für die Schleusen einzuschränken oder der Kanalhaltung Wasser durch ein Pumpwerk zuzuführen.

Für die Einschränkung des Wasserverbrauches kommen vier Wege in Betracht: Herstellen von sogenannten Zwillingsschleusen, der Bau von Sparschleusen, von Schiffshebewerken oder von Schleusen, welche zum eigentlichen Schleusenbetrieb fast überhaupt kein Wasser erfordern: Schleusen ohne Wasserverbrauch. Wenn eine Staustufe mit zwei gleichen, nebeneinander liegenden Schleusen ausgebaut wird, können die Schleusen so miteinander gekuppelt werden, daß sie sich gegenseitig als Sparbecken zur Aufnahme des Wassers dienen, wodurch beinahe 50 vH des Schleusenwassers erspart werden.

Schnitt A—B

Längsschnitt. Schwimmtrog in O. W.-Stellung

Ansicht von U. W.

Ansicht von O. W.

Längsschnitt. Schwimmtrog in U. W.-Stellung.

Schnitt C—D.

Variante: Schwimmtrog ohne Querspanten.

Draufsicht.

Nutzlänge 100 m
Nutzbreite 12 „
Nutzhöhe 10 „

Abb. 9. Schwimmtrogschleuse „Bauart Menickheim".

Bei den Sparschleusen wird die zum Schleusen erforderliche Wassermenge bekanntlich dadurch vermindert, daß neben der Schleuse Seitenbecken angeordnet werden, welche das aus der Schleusenkammer ausfließende Wasser z. T. vorübergehend aufnehmen und es beim Wiederfüllen der Kammer in diese zurückfließen lassen.

Wir nennen die Sparschleuse bei Henrichenburg, welche bei 14 m Gefälle an jeder Seite vier offene Sparbecken besitzt, sowie die Sparschleusen im Mittellandkanal bei Minden (Abstieg zur Weser) mit rund 14,7 m und bei Linden-Hannover im Zweigkanal zum Hafen Hannover mit 8 m Gefälle (Abb. 1). Die Mindener Schleuse hat 4 etagenförmig übereinander angeordnete Sparbecken aus Eisenbeton. Der Wasserverbrauch beträgt nur $^1/_3$ bis $^1/_4$ einer normalen Schleuse. Zurzeit ist die Schleuse Anderten in der Nähe von Hannover im Bau, welche im Zuge der Fortsetzung des Mittellandkanals liegt, 15 m Gefälle besitzt und ähnlich wie die Mindener Schleuse mit verdeckten Sparbecken ausgeführt wird.

Abb. 1.

Abb. 2.

Bei den mechanischen Schiffshebewerken geschieht die Beförderung eines Kahnes von einer Haltung zur andern mit maschinellen Mitteln, während bei den Schleusen dazu die tragende Kraft des Wassers selbst benutzt wird. Der große Vorteil der Schiffshebewerke besteht darin, daß der Wasserverbrauch Null oder verschwindend klein ist.

Die Schiffe fahren in entsprechend große eiserne Tröge ein, welche dann zur anderen Haltung gehoben bzw. gesenkt werden, je nachdem bergwärts oder talwärts gefahren wird. Man unterscheidet, je nachdem beim Heben oder Senken eine vertikale, geneigte oder Kurvenbahn durchlaufen wird, senkrechte Schiffshebewerke, Hebewerke mit geneigten Ebenen und Drehhebewerke.

Ein großes senkrechtes Schiffshebewerk ist vor mehr als 25 Jahren von der Gesellschaft Harkort, Duisburg und Haniel & Lueg, Düsseldorf bei Henrichenburg im Dortmund-Ems-Kanal erbaut worden. Das Schiffshebewerk Henrichenburg ist (Abb. 3 bis 5) seitdem ununterbrochen im Betrieb. Es ist ein Schwimmerhebewerk mit Parallelführung des Troges durch senkrecht stehende drehbare Schraubenspindeln. Der Trog, welcher eine Länge von 70 m, eine Breite von 8,8 m und eine Wassertiefe von 3,5 m hat, ist aus Eisen gebaut und kann ein Schiff von 600 t Gesamtgewicht aufnehmen.

Dieser Trog ist ständig mit Wasser gefüllt und an beiden Enden mit beweglichen, wasserdicht anschließenden Hubtoren zum Ein- und Ausfahren der Schiffe versehen. Er ruht auf 5 gleichmäßig über seine Länge verteilten Eisenfachwerkstützen, die ihrerseits auf zylindrischen eisernen Hohlkörpern, sogen. Schwimmern, von je 8,3 m Durchm. und 10,3 m Höhe ruhen. Diese 5 Schwimmer, genau unter der Längsachse des Troges angeordnet, bewegen sich in tiefen, mit Eisen verkleideten runden Brunnenschächten, welche ständig mit Wasser gefüllt sind. Die Wasserverdrängung der Schwimmer entspricht dem Gesamtgewicht der auf und ab zu bewegenden Masse einschl. Trogfüllung, so daß ständig Gleichgewicht zwischen Auftrieb und Last vorhanden ist. Dieses gewaltige Gewicht beträgt nicht weniger als 3100 t. Von dieser ungeheuren auf und ab zu bewegenden Masse bekommt man erst eine richtige Vorstellung, wenn man bedenkt, daß sie dem Gesamtgewicht eines aus etwa 150 vollbeladenen Waggons einschl. Lokomotive bestehenden Güterzuges entspricht. Die Auf- und Abwärtsbewegung wird durch vier in den vier eisernen Hauptständern gelagerte lange Schraubenspindeln eingeleitet, um welche vier Muttern herumgreifen, die mit dem Schiffstrog verbunden sind. Die Drehung der Spindel erfolgt von einer Zentralstelle aus durch elektrischen Antrieb. Die erforderliche Zeit für eine Doppelschleusung (Auf- und Abwärtsbewegung) beträgt 25 Minuten, so daß in 10 Stunden je 24 Schiffe zu 600 t gehoben und ebensoviel gesenkt werden können.

Abb. 3. Schiffshebewerk Henrichenberg. Längsschnitt.

Abb. 4. Schiffshebewerk Henrichenberg. Querschnitt.

Weitere Entwürfe für Schiffshebewerke sind in den letzten Jahrzehnten oft anläßlich der verschiedenen Wasserstraßenprojekte aufgestellt worden. Zurzeit steht besonders ein Schiffshebewerk für den Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin

bei Niederfinow im Vordergrund des Interesses. Eine große Anzahl sehr beachtenswerter Entwürfe sind hier eingereicht worden. Wir erwähnen heute nur den Entwurf eines Schiffshebewerkes mit 36 m Hubhöhe, dessen Gerüst in Eisenbeton vorgeschlagen ist. Er ist seinerzeit in gemeinschaftlicher Arbeit von Gutehoffnungshütte - Oberhausen, Siemens-Schuckert-Werke Berlin, Dyckerhoff & Widmann, Biebrich a. Rh., Deutsche Maschinenfabrik, Duisburg (Demag) und Herrn Baurat Roeder, Wiesbaden, aufgestellt worden (Abb. 6 und 7).

Wie beim Henrichenburger Schiffshebewerk findet eine senkrechte Hebung statt.

Das Gewicht des Troges mit dem Schiff ist durch Gegengewichte vollständig ausgeglichen, und zwar hat man mit Rücksicht auf unbedingte Betriebssicherheit möglichst viele voneinander unabhängige Gewichtselemente nebeneinander geschaltet, so daß beim Versagen eines Elementes keine Störung im Betriebe erfolgt. Die Aufhängung des Troges geschieht durch Drahtseile. Sie ist so angeordnet, daß sich die Lasten und die damit auftretenden Drücke gleichmäßig über die ganze Länge des Troges und der Fundamente verteilen. Bei einem etwaigen Bruch einzelner Seile können die daranhängenden Gewichte nicht abstürzen, da die gruppenweise angeordneten Gegengewichte in Rahmen ruhen, welche etwa gelöste Gegengewichte halten.

Um eine Bewegung des Troges zu bewirken, müssen nur die Reibungswiderstände überwunden werden. Dies geschieht durch endlose Gelenkketten, in die der Trog an passender Stelle eingeschaltet ist, und die durch Elektromotoren angetrieben werden. Die zu einer Doppelschleusung erforderliche Zeit beträgt ungefähr 33 Min.

Neben diesen Riesenbauten von Schiffshebewerken hat man sich auch mit dem Problem einer Schleuse ohne Wasserverbrauch beschäftigt.

Die Schleusen von Schnapp und die von Schneiders arbeiten nach demselben Grundgedanken. Sie haben sich hebende und senkende, sowie in Stockwerke geteilte Schwimmer, die das Wasser aufnehmen und abgeben. Während aber Schnapp besondere Seitenbecken zur Aufnahme des aus den Schwimmerstockwerken abgegebenen Wassers anordnet, verwendet Schneiders die Schleusen selbst als Seitenbecken. Beide Schleusen haben außerordentlich hohe Anlagekosten, so daß dies ihre praktische Verwendbarkeit sehr in Frage stellen dürfte.

Abb. 6. Entwurf für Schiffshebewerk bei Niederfinow.

Die Tauchschleuse System Dr.-Ing. Burkhardt (Abb. 8) besteht aus einem wassergefüllten Becken, das mit dem Unterwasser keine Verbindung hat. In ihm bewegt sich, maschinell angetrieben, eine eiserne Tauchröhre. Der Kahn fährt in dieselbe ein, die Röhre wird fest verschlossen und nach dem Oberwasser gehoben. Hier kann der Kahn an der andern Seite wieder ausfahren.

Bei der Burkhardtschen Schleuse wird der Kahn mit Besatzung während der Dauer des Hebens ein- und von der Außenwelt abgeschlossen, was ohne Zweifel ein großer Mißstand sein dürfte.

Mit einem ganz neuen System, bei dem dieser und andere Nachteile der vorbeschriebenen Schleusen vermieden werden, tritt Herr Ingenieur Menickheim, Kochendorf am Neckar mit seiner Schwimmtrogschleuse, die ihm durch D.R.P. geschützt ist, an die Öffentlichkeit (Abb. 9).

Die Schwimmtrogschleuse kann ohne jede Schwierigkeit für Gefällstufen bis zu 12 m verwendet werden und besteht aus einem gegen O.W. und U.W. offenen Becken A, in welchem der Schiffstrog B mit seinen Ballastkammern C und D senkrecht auf und ab bewegt wird. Schiffstrog und Ballastkammern zusammen bilden den starren Schwimmtrog. Der Auftriebsquerschnitt ist so gewählt, daß bei leeren Kammern D und bei vollen C der Schwimmtrog bis Oberkante der Seitenkammer D in das Wasser eintaucht. Bei dieser Schwimmlage muß die Sohlen O. K. der Kammer D bei der größtmöglichen Hubhöhe bis U.W. reichen; oder besser, wie weiter unten ausgeführt wird, soll die Sohlen O.K. noch etwa 5 cm im U.W. liegen.

Abb. 5. Schiffslehranstalt Henrichenberg.
Ansicht bei Trog im Unterwasser.

Der Schiffstrog selbst ist bis Drempeltiefe mit Wasser gefüllt und mit allen Einrichtungen wie Poller, Spills, Reibhölzer usw. zur Aufnahme der Schiffe versehen. An beiden Enden ist der Schiffstrog durch Hubtore gegen O.W. und U.W. abgesperrt. Seitlich und unterhalb des Schiffstroges sind die Ballastkammern angeordnet, die mit dem U.W. derart in Verbindung stehen, daß bei Zu- oder Abnahme des Auf-

triebes das Ballastwasser den Kammern zu- oder aus ihnen abfließt. Die Änderung des Gewichtes des Ballastwassers entspricht genau den Änderungen des Auftriebes. Da das in dem Becken befindliche O.W. gegen U.W. abgesperrt werden muß, die Ballastkammern aber mit U.W. in Verbindung bleiben müssen, ist die Anordnung eines U-förmigen Druckschildes nötig.

Das für die Wasserbewegung in den Ballastkammern D notwendige Spiegelgefälle muß dem Schwimmtrog durch einen mechanischen Antrieb gegeben werden. Außerdem ist die

Abb. 7. Entwurf für Schiffshebewerk bei Niederfinow.

Reibung, welche der Horizontalschub auf den Druckschild ausübt, durch eine äußere Kraftleistung zu überwinden.

Die Hub- bzw. Senkungsgeschwindigkeit ist abhängig von der Zug- bzw. Abflußgeschwindigkeit des Ballastwassers. Diese ist wiederum abhängig von dem Wasserspiegelgefälle, von der Tiefe des bewegten Wassers und von der Rauhigkeit der Wandung. Damit für die beiden letzten Momente günstige Faktoren erzielt werden, soll, wie bereits eingangs erwähnt wurde, die Unterkante der Ballastkammer D in Oberwasserstellung, also bei leeren Kammern noch einige Zentimeter in das U.W. eintauchen. Durch diese Maßnahme wird bei leeren Kammern D (O.W.-Stellung) die Anfangsreibung an den breiten Sohlen der Kammern sehr verringert.

Wird der Schwimmtrog in O.W.-Stellung durch eine mechanische Kraft um 15 cm abwärts gedrückt, und dieser Druck während der Abfahrt beibehalten, so entsteht eine Wasserspiegeldifferenz zwischen U.W. und Ballast-W. von 15 cm. Die hierdurch erzielte Wassergeschwindigkeit nimmt mit der zunehmenden Wassertiefe ebenfalls zu, so daß der mechanische Druck, wenn die Endgeschwindigkeit nicht zu groß werden soll, vor Erreichung der U.W.-Stellung nachlassen muß.

Eine zu weite Abfahrt ist aber nicht möglich, da über die U.W.-Stellung hinab kein weiterer Raum für Ballastwasser mehr vorhanden ist. Vielmehr hört das Gleichgewicht bereits auf, wenn die obere Innenkante der Kammer D den U.W.-Spiegel erreicht hat. Der bei der Ankunft in U.W.-Stellung noch angewendete mechanische Druck und die vorhandene lebendige Kraft wird den Schwimmtrog noch um die Deckenwandstärke der Kammern D hinabdrücken und den Spiegelausgleich zwischen U.W. und Trogwasserspiegel herstellen. Bei der nachfolgenden Abfahrt kann dann der freigegebene Auftrieb die Aufwärtsbewegung des Schwimmtroges mit einleiten.

Die für die Abwärtsbewegung eines Schwimmtroges von 110 m Nutzlänge und 12 m Nutzbreite erforderliche Zeit ergibt sich bei 4 m Hubhöhe zu $7^1/_3$ Min. und steigt bei 12 m Hubhöhe auf $16^2/_3$ Min.

Die normalerweise mit Wasser gefüllte Kammer C hat die Aufgabe zu erfüllen, daß bei Anschwellen des Unterwassers, also bei Verringerung der Hubhöhe das Gleichgewicht so lange gewahrt werden kann, als die Schiffe noch auf der Flußstrecke verkehren können. Steigt nämlich das U.-Wasser, so läuft bei O.W.-Stellung vom Schwimmtrog das U.W. in die Kammern D und zieht den Schwimmtrog abwärts. Um dieses Wassergewicht soll nun der Schwimmtrog durch entsprechendes Leerlaufenlassen der Kammer C geleichtert werden, so daß der Schwimmtrog so lange in Gleichgewicht erhalten werden kann, als Ausgleichsballast in der Kammer C vorhanden ist.

Der eigentliche Schleusungsvorgang ist nun folgender: „Der in O.W.-Stellung befindliche Schiffstrog ist durch Öffnen des oberen Trogtores zur Aufnahme des zu Tal fahrenden Schiffes bereit. Letzteres wird durch Spills oder kleine Schlepper in den Trog eingeführt und an den Pollern festgelegt. Nachdem das obere Tor geschlossen ist, wird der Trog mittels Spindeln abwärts gedrückt, wobei sich die Ballastkammern vom U.W. her in gleichem Maße anfüllen, wie der Auftrieb zunimmt. Um dem Ballastwasser die nötige Einflußgeschwindigkeit zu sichern, wird durch den mechanischen Antrieb bis zur Vollendung der Trogbewegung eine Wasserspiegelhöhendifferenz zwischen U.W. und Ballastwasser von 15 cm hergestellt. Sobald der Wasserspiegel des Schiffstroges auf der Höhe des U.W.-Spiegels angekommen ist, wird der Trog in dieser Lage festgehalten. Durch Öffnen des unteren Hubtores

Abb. 8. Tauchschleuse. System Dr.-Ing. Burckhardt.

wird die Verbindung des Troginhaltes mit dem U.W. hergestellt und die Ausfahrt des Schiffes ermöglicht. Anschließend kann ein wartendes, zu Berg fahrendes Schiff in den Trog einfahren, worauf das untere Trogtor wieder verschlossen wird. Durch Spindelantrieb wird nun der Hub eingeleitet und die erforderliche Höhendifferenz zwischen Ballastwasser und U.W. hergestellt. Dadurch fließt in gleichem Maße Ballastwasser nach U.W. ab, wie durch den Hub der Auftrieb sich verringert. In O.W.-Stellung angekommen, ist der Hub beendet, die Ballastkammer entleert, und nach Öffnen des Obertores kann das Schiff den Trog verlassen und das Spiel von neuem beginnen."

Über den baulichen Teil ist noch kurz folgendes zu erwähnen:

Die Sohle des Schwimmbeckens ist so dimensioniert, daß es zwecks Reparaturen vollständig leergepumpt werden kann. Alsdann hat die Sohle die ganze Differenz zwischen Eigen-

gewicht und dem vom Grundwasser herrührenden Auftrieb aufzunehmen. Um möglichst klare und günstige statische Wirkung zu erzielen, wird die Sohle als Zweigelenkrahmen ausgebildet. Die Fußgelenke dieses Rahmens stützen sich auf die Seitenmauern ab, die mit Sicherheit sowohl den vertikalen Auflagerdruck wie auch den Horizontalschub aufnehmen können. Als Grundwasserstand wird U.W.-Spiegel angenommen. Da jede Verstärkung der Sohle eine wesentliche Zunahme des Auftriebes verursacht, wurde diese bei bester Materialausnutzung aus Eisenbeton konstruiert. Die Seitenwände bestehen aus Stampfbetonmauern, die auf Erd- und Wasserdruck berechnet sind. Der Anschluß der Beckensohle an die Sohle des O.W.-Kanals wird durch eine im natürlichen Winkel geneigte Böschung vermittelt. Diese ist gegen den Auftrieb aus dem Grundwasser durch eine starke Eisenbetonsohle geschützt. Zur Trogführung, zur Unterbringung des Sicherheitstores und als Leitwerk für die Schiffahrt ist über diese Böschung beiderseits ein Eisenbetongerüst gestellt, das gleichzeitig als Laufsteg für die Schiffahrt dient. Oberstromwärts erweitert sich dieses Leitwerk trichterförmig bis zur normalen Kanalbreite durch Anschluß eine hölzernen Steges. Nach dem U.W. zu ist das Becken durch große Staumauern, an die der Druckschild anschließt, abgesperrt.

Zur Aufnahme der Antriebsspindeln und der Trogführungen werden beiderseits je drei massive Stampfbetonpfeiler vorgesehen, von denen je zwei gegenüberliegende durch eine verstärkte Sohle miteinander verbunden sind. Die so entstandenen Pfeilerlamellen sind durch Fugen mit dehnbarer Dichtung von den normalen Beckenwandungen getrennt. Da außer den Pfeilerführungen noch zwei Führungen an den unteren Staumauern vorhanden sind, muß jeder Spindelpfeiler $^1/_8$ des durch den Druckschild verursachten Horizontalschubes aufnehmen.

Der Schwimmtrog wird durch einen Eisenbetonhohlkörper gebildet, der den eigentlichen Schiffstrog umschließt und mit Ballast- und Regulierkammern versehen ist. Die Quersteifigkeit des Schwimmtroges wird durch rahmenförmige Spanten in 3 m Abstand gewährleistet, während die Längsstabilität durch die 20 m hohen Längswände, die Außenhaut und Zwischenwände hergestellt wird. Der Ein- und Austritt des Ballastwassers geschieht durch zwei 5/2 m große Öffnungen, die in jedem Spant vorhanden ist. Der Eintritt des Ballastwassers in die Seitenkammer geht durch große Öffnungen in der Längswand. Das Regulierwasser kann durch kleine Ventilschützen von O.W. ein- oder zum U.W. abgelassen werden. Es ist zur Korrektion der Schwimmlage erforderlich. Die höchsten Punkte der Ballastkammern stehen mit der Außenluft durch Rohrleitungen ständig in Verbindung, so daß weder ein Zusammenpressen der Luft noch ein Vakuum bei der Bewegung des Ballastwassers entstehen kann.

Da die statisch sehr vorteilhaften Querspanten des Schwimmtroges den Durchfluß des Wassers ungünstig beeinflussen, so ist als Variante auch ein Trog ohne Querspanten angegeben. Bei diesem ist die Außenhaut als eingespannter Rahmen ausgebildet, der seine Kräfte auf die Längswände und durch diese auf die Sohle und obere Versteifung des Schiffstroges überträgt.

Der Schiffstrog ist nach dem O.W. mit einem Hubtor, das bis 2,50 m Wasserdruck auszuhalten hat, abgeschlossen, während er nach dem U.W. ebenfalls mit einem Hubtor versehen ist, das jedoch 6 bis 10 m Wasserdruck zu widerstehen hat. Außerdem ist am Ende des O.W.-Kanals zwischen den beiden Eisenbetonstegen das Sicherheitstor (ebenfalls ein Hubtor) angeordnet, das gestattet, den O.W.-Kanal für sich abzuschließen für den Fall, daß zwecks Reparaturen das Becken trockengelegt werden soll. Das Eigengewicht der Tore wird durch Gegengewichte ausgeglichen. Der Antrieb geschieht bei den Trogtoren durch kleine Motoren, beim Sicherheitstor jedoch ist Handbetrieb vorgesehen.

Die Überwindung der Reibungswiderstände des ein- und ausfließenden Wassers erfordert einen maschinellen Antrieb. Die Kraftquelle ist auf der Überbrückung zwischen den beiden Staumauern am U. W. stationiert. Dort arbeitet der Motor auf ein Vorgelege, das eine quer zur Fahrrichtung laufende Welle in Bewegung setzt. Durch Kegelräder wird diese Bewegung auf zwei beiderseits des Schwimmtroges führende Längswellen übertragen. Jede dieser Längswellen setzt durch Schneckenantrieb drei Spindeln in Bewegung, die somit zwangsläufig miteinander verbunden sind und eine sichere und gleichmäßige Trogführung gewährleisten. Die Übertragung der Spindelbewegung auf den Trog selbst geschieht durch große Muttern, die mit diesem fest verbunden sind. Zur Aufnahme des nach oben gerichteten Spindelzuges sind die Spindeln fest im Fundament verankert.

EINE MODERNE BEKOHLUNGSANLAGE IN EISENBETON.

Von Dipl.-Ing. Peter Altschul, Oberingenieur der Industriebau Aktiengesellschaft, Berlin.

Die erhöhte Bedeutung, die infolge des Verlustes unserer Ostprovinzen die Stadt Frankfurt a. O. in wirtschaftspolitischer Hinsicht als Hauptstadt der Grenzmark gewonnen hatte, konnte nicht ohne Rückwirkung auf den Lebensnerv jeder Wirtschaft, auf die vorhandenen Verkehrsunternehmungen bleiben.

So ging auch die Reichsbahndirektion Osten daran, die vorhandenen Anlagen durch umfangreiche Ausbauarbeiten auf dem Personen- und Verschiebebahnhof Frankfurt-Oder entsprechend den Bedürfnissen zu erweitern. Im Rahmen dieser Arbeiten wurde für das Betriebswerk Verschiebebahnhof die im folgenden beschriebene moderne Bekohlungsanlage errichtet.

Zur Erläuterung sei bemerkt, daß in der bisher üblichen Weise die Entaschung und Bekohlung der Lokomotiven folgendermaßen vor sich geht: Nachdem die Maschine Wasser genommen hat, fährt sie auf eine Schlackengrube, in welche nach Öffnen der Roste die glühende Schlacke fällt. Nachdem diese durch Handspritzen gelöscht ist, muß sie von Arbeitern herausgeschaufelt werden, um später, ebenfalls von Hand, in Schlackenwagen verladen zu werden. Ebenso umständlich geht unter reichlicher Verwendung menschlicher Arbeitskraft das Kohlennehmen vor sich. Dies geschieht meistens mittels einer sogenannten Kohlenbühne, die mit ein oder mehreren (meist handbedienten) Kränen besetzt ist. Diese Kräne setzen eiserne Kohlenkarren, die von Hand gefüllt werden müssen und etwa ½ t Kohle fassen, aus dem Kohlenbansen auf die Bühne und bekohlen von hier aus durch Entleerung von einem oder mehreren Karren über dem Tender die Lokomotiven.

Abb. 1.

Im Jahre 1922 schrieb nun die Reichsbahndirektion Osten den Bau

Abb. 2.

einer Bekohlungsanlage aus, und zwar verlangte sie mit dem Neubau einer Stützmauer von etwa 300 m Länge die Herstellung von Kohlentaschen zu verbinden. Diese sollten bei einem Fassungsvermögen von je 15—16 t Kohle in je zwei Kohlentaschenbatterien vereinigt werden. Die Bauherrschaft wählte das Projekt der Industriebau-Aktiengesellschaft Berlin und übertrug genannter Firma die Ausführung der Arbeiten.

Die Abb. 1 gibt eine schematische Übersicht über die gesamte Anlage. Die Mauer ist als Rippenstützmauer in Eisenbeton ausgebildet. Die Profilpfeiler selbst werden gleichzeitig zur Aufnahme der Kohlentaschenbatterien in der Weise benutzt, daß zweimal je eine Gruppe von 4 stärker ausgebildeten Pfeilern zusammengefaßt ist. Die weit auskragenden Pfeiler tragen, wie aus Abb. 2 ersichtlich ist, den vor der Stützmauer hängenden Kohlenbehälter, der durch die Tragkonstruktion in drei Einzelbehälter geteilt wird. Jeder dieser Behälter ist durch dünne Querwände in vier Taschen aufgelöst. Von den auf diese Weise geschaffenen 12 Taschen fassen die 4 mittleren je eine Tonne, die übrigen je 1½ t Kohle. Die Innenseiten der Taschen sind mit einem 5 cm starken Zementestrich unter reichlichem Zusatz von Stahlspänen versehen, um die Wandungen gegen die aus dem Kran hineinfallende Kohle zu schützen. Jede einzelne Tasche ist gegen das Bekohlungsgleis hin derart verschlossen, daß eine gleichzeitig als Schurre ausgebildete Klappe bei gefüllter Tasche durch eine Arretierung festgehalten, nach Entleerung jedoch durch Gegengewichte in ihre alte Lage zurückgebracht und durch eine selbsttätig einklinkende Sperrvorrichtung wieder gefaßt wird. Um jede der Kohlentaschenbatterien läuft eine 80 cm breite Bedienungsgalerie. Durch diese Ausführung ist ein in jeder Hinsicht wirtschaftlicher Bekohlungsvorgang ermöglicht. Die Beschickung der Kohlentaschen mit Kohle erfolgt auf maschinellem Wege mittelst Greiferkran, während für die Bedienung der Kohlentaschen nur ein einziger Mann erforderlich ist. Durch entsprechende Auswahl der Taschen kann die an die Lokomotiven abzugebende Kohlenmenge beliebig variiert werden.

Abb. 4.

Vor den Kohlentaschenbatterien wurde gleichzeitig eine Schlackengrube und ein Schlackenhochbehälter errichtet. Die aus Abb. 3 ersichtliche, etwa 65 m lange Schlackensumpfgrube besteht aus einem höheren, unter dem Bekohlungsgleis liegenden und einen tieferen Teil, dem eigentlichen Schlackensumpf. Die auf dem Bekohlungsgleis stehenden Lokomotiven nehmen nun Kohle und entleeren gleichzeitig ihre Schlacke durch Öffnen des Aschekastens in den hochliegenden Teil der Grube, aus dem dieselbe von dem Schlackenzieher in den ständig mit Wasser gefüllten Schlackensumpf gezogen wird. Alle

Abb. 3.

Teile dieses Bauwerkes, das völlig aus Eisenbeton hergestellt ist, sind gegen die Einwirkungen der glühenden Schlacke durch Verkleiden der Flächen mit Eisenklinkern geschützt, ein Verfahren, das sich sehr gut bewährt hat. Die Entleerung des Schlackensumpfes besorgt der zwischen Stützmauer und Kohlenbansen fahrende Greiferkran, der in den Pausen zwischen der Bekohlung der einzelnen Lokomotiven die gelöschte Schlacke in den in Verbindung mit der Schlackengrube gebauten Hochbehälter schafft. Dieser in Eisenbeton ausgeführte Hochbehälter besteht aus einer auf vier Stützen ruhenden dreigeteilten Schlackentasche, die bei einem Fassungsvermögen von etwa 30 m³ mit einer Laufgalerie versehen ist. Von hier aus werden die Entleerungsklappen bedient, die als Schurren ausgebildet sind und in geöffnetem Zustande die Schlacke in darunterstehende Wagen fallen lassen. Im Zusammenhange mit der Bekohlungsanlage wurde ferner eine Sandtrockenanlage ausgeführt. Dieser in Abb. 4 dargestellte Bau enthält im rückwärtigen Teile eine siloartige Kammer für den nassen Sand. In der Mitte ist ein Ofen eingebaut, in den der nasse Sand aus dem Silo hineinfällt. Der getrocknete und gesiebte Sand läuft in die vordere überhängende Schnauze, deren massive Außenwände in die Längswände des Bauwerkes aufgehängt sind. Mittels eines beweglich angebrachten eisernen Auslaufrohres rieselt der Sand in den Behälter der Lokomotive.

Die statische Untersuchung der etwa 6,50 m hohen Stützmauer erfolgte auf Grund folgender Annahmen:

Natürlicher Böschungswinkel der Erde = 35 °
Spezifisches Gewicht der Erde . . . = 1800 kg/m³
Spezifisches Gewicht der Kohle . . . = 1400 kg/m³
Die infolge Auflast durch Greiferkran bzw. Lastenzug und Kohlenbansen auf Erdlast reduzierte Überschüttungshöhe . . . . = 2,20 m
Neigungswinkel der Wand gegen die Senkrechte . . . . = + 7,5 °
Winkel zwischen Richtung des Erddruckes und Horizontale . . . . . . = + 7,5 °
(Winkel zwischen der Wandnormale und Erddruck also 15°).

Die Pfeilerabstände betragen 5 m, so daß bei Anordnung der Dehnungsfugen in einem Abstande von 25 m die Platte als Balken auf 6 Stützen ausgebildet ist. Mit den rechnerisch und graphisch ermittelten Erddrücken wurde die Platte bei Annahme ungüstigster Laststellung nach Clapeyron berechnet. Die graphische Untersuchung des normalen Pfeilers ergab trotz der Gegenlast durch Erde eine große Exzentrizität der Resultierenden und somit die Notwendigkeit einer reichlichen Bewehrung des Pfeilers. Die die Kohlentaschen tragenden Pfeiler erhielten eine durch die Kragarme und die größere senkrechte Last bedingte verstärkte Bewehrung und verbreiterte Fundamentplatte (maximale Bodenpressung 3½ kg/cm²).

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß durch die oben geschilderten, mit äußerster Platzersparnis errichteten Bauten die Benutzung von menschlichen Arbeitskräften bei der Entaschung und Bekohlung der Lokomotiven auf ein Mindestmaß beschränkt wird. Die Anlage, die als erste ihrer Art einen weiteren Beweis für die vielseitige Verwendungsmöglichkeit des Eisenbetons darstellt, ist seit einem halben Jahre in Betrieb und hat in bezug auf Ausführung und Arbeitsvorgang den Beifall aller maßgebenden Stellen der Reichsbahndirektion Osten gefunden.

DER BIEGSAME EINGESPANNTE BOGEN.

Von J. Melan.

Die nachstehenden Entwicklungen beziehen sich auf einen in den Auflagern eingespannten Bogen, der so biegsam gedacht ist, daß die auftretenden Formänderungen bei der Wirkung der Kräfte nicht mehr vernachlässigt werden können. Die Aufgabe wird aber auf den Fall eines flachen Bogens von parabolischer Krümmung und von durchaus gleichem Querschnittsträgheitsmoment beschränkt.

Es wird ein solcher Ausgangszustand angenommen, bei dem der Bogen unter einer ständigen verteilten Belastung nur axiale Spannungen durch die Horizontalkraft H_g, aber keine Biegungsspannungen erfährt. Ist die ständige Belastung nicht der Bogenform entsprechend (d. i. bei der angenommenen Parabelform gleichförmig) verteilt, so muß von dem unbelasteten spannungslosen Anfangszustande ausgegangen werden[1]).

Im folgenden bezeichnet:

$l = 2a$ die Bogenspannweite, f die Pfeilhöhe,
F die Fläche, J das Trägheitsmoment des Bogenquerschnitts,
H_g die Horizontalkraft der ständigen Belastung,
H die Horizontalkraft der hinzutretenden Belastung,
$\mathfrak{M}_g$ das Balkenmoment der ständigen Belastung,
$\mathfrak{M}$ das Balkenmoment der hinzutretenden Belastung,
M_1 und M_2 die Einspannmomente im linken und rechten Auflager,

$\frac{M_1+M_2}{2} = M_0$,

$\frac{M_1-M_2}{2a} = V$,

M das Moment im Bogenpunkte, dessen Koordinaten x, y auf die Mitte der Bogensehne bezogen werden, $y = \frac{f}{a^2}(a^2 - x^2)$,
η die Einsenkung dieses Bogenpunktes.

Es ist:

$$M = \mathfrak{M}_g + \mathfrak{M} - (H_g + H)(y \mp \eta) + M_0 + Vx$$

und unter der Voraussetzung, daß $\mathfrak{M}_g - H_g y = 0$ ist,

$$M = \mathfrak{M} - Hy \pm (H_g + H)\eta + M_0 + Vx.$$

[1]) Für den gelenkig gelagerten Bogen sowie für den schlaffen Hängebogen mit Versteifungsträger wurde die Lösung vom Verfasser im Handbuch d. Ing.-Wissensch. Brückenbau, 5. Abt. Kap. XII, behandelt.

Für die Einsenkung besteht die Gleichung:

$$\left(1 - \frac{H}{EF}\right)\frac{d^2\eta}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} = -\frac{1}{EJ}[\mathfrak{M} - Hy + M_0 + Vx \pm (H_g + H)\eta]$$

oder mit Einführung von:

$$c^2 = \frac{H_g + H}{EJ - \frac{J}{F}H} \doteq \frac{H_g + H}{EJ} \quad \text{. . . . . . . (1}$$

$$\frac{d^2\eta}{dx^2} \pm c^2\eta + c^2\frac{\mathfrak{M} - Hy + M_0 + Vx}{H_g + H} = 0,$$

Setzt man

$$\frac{H_g + H}{H}\eta = \bar{\eta}$$

und

$$\frac{\mathfrak{M} - Hy + M_0 + Vx}{H} = F(x), \quad \text{. . . . . . . (2}$$

so kann auch geschrieben werden:

$$\frac{d^2\eta}{dx^2} \pm c^2\bar{\eta} + c^2 F(x) = 0 \quad \text{. . . . . (3}$$

Für das Moment gilt der Ausdruck:

$$M = H(F(x) \pm \bar{\eta})$$

Die Integrationskonstanten der Differentialgleichung (3) ergeben sich aus der Bedingung, daß an den Auflagern $\eta = 0$ ist und an den Stetigkeitsgrenzen η und $\frac{d\eta}{dx}$ nur einen Wert annimmt.

Es erübrigt noch die Bestimmung von H, V und M_0. Wir wenden zunächst das Energieprinzip an und denken uns den Bogen mit der Last 1 für die Längeneinheit gleichmäßig belastet, wodurch im Bogen vom Scheitelkrümmungshalbmesser $\varrho = \frac{a^2}{2f}$ die axiale Kraft $\varrho \cdot \frac{ds}{dx}$ hervorgerufen wird. Die wirklich vorhandene Belastung erzeugt Einsenkungen η und eine

Längenänderung des Bogenelementes um $\frac{H_g + H}{EF} \cdot \frac{ds}{dx} ds$. Die Gleichsetzung der virtuellen äußeren und inneren Arbeit der gedachten Belastung liefert:

$$1 . \int \eta \, dx = \int \varrho \frac{ds}{dx} \cdot \frac{H_g + H}{EF} \cdot \frac{ds}{dx} ds,$$

oder:

$$\int \bar{\eta} \, dx = \frac{a^3}{EFf} \left(1 + 2 \frac{f^2}{a^2}\right) \left(\frac{H_g + H}{H}\right)^2 H = \varkappa H \quad . \; . \; . \; (4$$

Schließlich erhält man noch zwei weitere Bestimmungsgleichungen für M_0 und V aus der Bedingung, daß für die Einspannstellen $\frac{d\eta}{dx} = 0$ sein muß.

A. Der auf Druck beanspruchte Bogen.

Die Differentialgleichung (3) lautet hier:

$$\frac{d^2 \bar{\eta}}{dx^2} + c^2 \bar{\eta} + c^2 F(x) = 0.$$

F(x) ist eine ganze algebraische Funktion von nicht höherem als vom 2. Grade, wenn die Belastung aus Einzellasten besteht oder streckenweise gleichförmig verteilt ist. Dann ist das Integral obiger Differentialgleichung:

$$\bar{\eta} = A \sin c x + B \cos c x - F(x) + \frac{1}{c^2} F''(x),$$

und es drückt sich das Bogenmoment aus durch:

$$M = H \left(A \sin c x + B \cos c x + \frac{1}{c^2} F'' x\right).$$

a) Belastung durch eine Einzellast P (Abb. 1).

Mit den hier für $\mathfrak{M}$ geltenden Ausdrücken und mit $y = \frac{f}{a^2}(a^2 - x^2)$ erhält man für die Punkte von $x = \xi$ bis $x = a$:

Abb. 1.

$$\bar{\eta}_1 = A_1 \sin c x + B_1 \cos c x - \frac{1}{H} \left[\frac{P(a+\xi)(a-x)}{2a} + M_0 + V x\right] + \frac{f}{a^2}\left(a^2 - x^2 + \frac{2}{c^2}\right)$$

für die Punkte von $x = -a$ bis $x = \xi$:

$$\bar{\eta}_2 = A_2 \sin c x + B_2 \cos c x - \frac{1}{H} \left[\frac{P(a-\xi)(a+x)}{2a} + M_0 + V x\right] + \frac{f}{a^2}\left(a^2 - x^2 + \frac{2}{c^2}\right)$$

Die vier Integrationskonstanten ergeben sich aus den Bedingungen, daß für $x = a$; $\bar{\eta}_1 = 0$; für $x = -a$; $\bar{\eta}_2 = 0$; ferner für $x = \xi$; $\bar{\eta}_1 = \bar{\eta}_2$ und $\frac{d\bar{\eta}_1}{dx} = \frac{d\bar{\eta}_2}{dx}$ sein muß, mit:

$$A_1 = \frac{1}{H \sin c a} \left[\frac{P}{2c} \sin c(a+\xi) + V a\right]$$

$$A_2 = \frac{1}{H \sin c a} \left[\frac{P}{2c} \sin c(a-\xi) + V a\right]$$

$$B_1 = \frac{1}{H \cos c a} \left[\frac{P}{2c} \sin c(a+\xi) + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H\right]$$

$$B_2 = \frac{1}{H \cos c a} \left[\frac{P}{2c} \sin c(a-\xi) + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H\right]$$

Die Bedingung der Einspannung liefert die Gleichungen

$$\left.\frac{d\bar{\eta}_1}{dx}\right]_{x=a} = 0 = c(A_1 \cos c a - B_1 \sin c a) + \frac{1}{H}\left[\frac{P(a+\xi)}{2a} - V\right] - \frac{2f}{a}$$

$$\left.\frac{d\bar{\eta}_2}{dx}\right]_{x=-a} = 0 = c(A_2 \cos c a + B_2 \sin c a) - \frac{1}{H}\left[\frac{P(a-\xi)}{2a} + V\right] + \frac{2f}{a}$$

aus denen sich nach Einsetzung der oben bestimmten Integrationskonstanten ergibt:

$$V a = \frac{M_1 - M_2}{2} = \frac{\xi \sin c a - a \sin c \xi}{\sin c a - a c \cos c a} \cdot \frac{P}{2} \quad . \; . \; . \; . \; (5$$

$$M_0 = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{\cos c a - \cos c \xi}{\sin c a} \cdot \frac{P}{2c} - \frac{2f}{a^2 c^2}\left(\frac{a c}{\tan g \, a c} - 1\right) H \quad (6$$

Nach Gl. (4) ist:

$$\int_\xi^a (A_1 \sin c x + B_1 \cos c x)\, dx + \int_{-a}^{\xi} (A_2 \sin c x + B_2 \cos c x)\, dx$$

$$- \frac{P}{H} \cdot \frac{a^2 - \xi^2}{2} - \frac{M_0}{H} 2a + \frac{4}{3} f a + \frac{4 f a}{c^2 a^2} = \varkappa H$$

woraus in Verbindung mit (5) und (6) sich für H der Ausdruck ableitet:

$$H = \frac{\left[\frac{a^2 - \xi^2}{2} + \frac{\cos c a - \cos c \xi}{\sin c a} \cdot \frac{a}{c}\right] P}{\frac{4}{3} f a + \frac{4 f}{a c^2}\left(\frac{a c}{\operatorname{tg} a c} - 1\right) - \varkappa H} \quad . \; . \; . \; . \; (7$$

Das letzte Glied im Nenner dieses Ausdruckes ist wegen seiner Kleinheit meist zu vernachlässigen.

Da die Größe c von H abhängt [Gl. (1)], so ist eine unmittelbare Berechnung aus Gl. (7) nicht möglich, sondern der Weg der Näherung einzuschlagen, indem man zunächst einen Wert von c einführt, der aus dem für den steifen Bogen geltenden Horizontalschub:

$$H_0 = \frac{15}{32} \cdot \frac{(a^2 - \xi^2)^2}{f a^3} P$$

zu berechnen ist. Ergibt sich in H eine größere Abweichung gegen H_0, so ist die Rechnung mit dem verbesserten Werte von c zu wiederholen. In der Regel wird dies aber nicht notwendig sein, da für Fälle, die nicht schon nahe der Stabilitätsgrenze des Bogens liegen, eine geringe Änderung in c die Größe von H nur sehr unwesentlich beeinflußt.

Das Moment im Punkte x, y berechnet sich aus:

$$\left.\begin{aligned}
\text{für } x > \xi:\; M = {} & \frac{P}{2c} \cdot \frac{\sin c(a+\xi) \sin c(a-x)}{\sin c a \cos c a} \\
& + V a \frac{\sin c x}{\sin c a} + M_0 \frac{\cos c x}{\cos c a} \\
& + \left(1 - \frac{1}{\cos c a}\right) \frac{2f}{c^2 a^2} H \\
\text{für } x < \xi:\; M = {} & \frac{P}{2c} \cdot \frac{\sin c(a-\xi) \sin c(a+x)}{\sin c a \cos c a} \\
& + V a \frac{\sin c x}{\sin c a} + M_0 \frac{\cos c x}{\cos c a} \\
& + \left(1 - \frac{1}{\cos c a}\right) \frac{2f}{c^2 a^2} H
\end{aligned}\right\} \quad . \; . \; . \; (8$$

b) Belastung durch eine Streckenlast $p\lambda = p(k_2 - k_1)$.

Mit den aus Abb. 2 ersichtlichen Bezeichnungen lauten die Gleichungen für die Einsenkung $\bar{\eta}$:

Abb. 2.

für $x = k_2$ bis $x = a$: $\bar{\eta}_1 = A_1 \sin cx + B_1 \cos cx$

$$- \frac{1}{H}\left[p\lambda \frac{2a + k_1 + k_2}{4a}(a - x) + M_0 + Vx\right] + \frac{f}{a^2}(a^2 - x^2) + \frac{2f}{a^2 c^2}$$

für $x = k_1$ bis $x = k_2$: $\bar{\eta}_2 = A_2 \sin cx + B_2 \cos cx$

$$- \frac{1}{H}\left[p\lambda \frac{2a \pm k_1 \pm k_2}{4a}(a \mp x) - \frac{p}{2}(k_{2,1} \mp x)^2 + M_0 + Vx\right]$$
$$+ \frac{f}{a^2}(a^2 - x^2) + \frac{2f}{a^2 c^2} - \frac{p}{c^2 H}$$

für $x = -a$ bis $x = k_1$: $\bar{\eta}_3 = A_3 \sin cx + B_3 \cos cx$

$$- \frac{1}{H}\left[p\lambda \frac{2a - k_1 - k_2}{4a}(a + x) + M_0 + Vx\right] + \frac{f}{a^2}(a^2 - x^2) + \frac{2f}{a^2 c^2}$$

Setzt man:

$$C_1 = [\cos c(a + k_2) - \cos c(a + k_1)] \frac{p}{2c^2}$$
$$C_2 = [\cos c(a - k_2) - \cos c(a + k_1)] \frac{p}{2c^2}$$
$$C_3 = [\cos c(a - k_2) - \cos c(a - k_1)] \frac{p}{2c^2}$$
$$C_4 = [\cos c(a - k_2) + \cos c(a + k_1)] \frac{p}{2c^2}$$

so ergeben sich die Integrationskonstanten mit:

$$A_1 = \frac{1}{H \sin ca}[C_1 + Va]$$
$$A_2 = \frac{1}{H \sin ca}[C_2 + Va]$$
$$A_3 = \frac{1}{H \sin ca}[C_3 + Va]$$
$$B_1 = \frac{1}{H \cos ca}\left[-C_1 + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H\right]$$
$$B_2 = \frac{1}{H \cos ca}\left[C_4 + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H\right]$$
$$B_3 = \frac{1}{H \cos ca}\left[C_3 + M_0 - \frac{2f}{c^2 a^2} H\right]$$

Aus der Einspannungsbedingung folgen die beiden Gleichungen:

$$c[A_1 \cos ca - B_1 \sin ca] + \frac{1}{H}\left[p\lambda \frac{2a + k_1 + k_2}{4a} - V\right] - \frac{2f}{a} = 0$$
$$c[A_3 \cos ca + B_3 \sin ca] - \frac{1}{H}\left[p\lambda \frac{2a - k_1 - k_2}{4a} + V\right] + \frac{2f}{a} = 0$$

und daraus:

$$V = \frac{1}{2}\left[p\lambda \frac{k_1 + k_2}{2a} + \frac{p}{c} \cdot \frac{\cos ck_2 - \cos ck_1}{\sin ca}\right] \frac{\tan ca}{\tan ca - ca} \qquad (9$$

$$M_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{p}{c^2} \cdot \frac{\lambda c \cos ca + \sin ck_1 - \sin ck_2}{\sin ca} + H \frac{2f}{c^2 a^2} \cdot \frac{\tan ca - ca}{\tan ca} \qquad (10$$

Zur Bestimmung von H dient wieder die Gleichung (4), welche ergibt:

$$\int_{-a}^{+a} (A \sin cx + B \cos cx)\, dx$$
$$- \frac{1}{H}\int_{-a}^{+a} \mathfrak{M}\, dx - 2\frac{M_0}{H} a + \frac{4}{3} fa + \frac{4f}{c^2 a} - \frac{p}{c^2 H}\lambda = \varkappa H$$

oder

$$\frac{p}{c^2 H}\left[\frac{\sin ck_2 - \sin ck_1}{c \cos ca} - \lambda - \frac{\lambda c^2}{2}\left(a^2 - \frac{k_1^2 + k_1 k_2 + k_2^2}{3}\right)\right]$$
$$- \left(\frac{2M_0}{H} - \frac{4f}{a^2 c^2}\right)\left(a - \frac{\tan ca}{c}\right) + \frac{4}{3} fa = \varkappa H$$

woraus

$$H = \frac{\frac{p\lambda}{2}\left(a^2 - \frac{k_1^2 + k_1 k_2 + k_2^2}{3}\right) + \frac{p}{c^2} \cdot \frac{\lambda c \cos ca + \sin ck_1 - \sin ck_2}{\sin ca} a}{\frac{4}{3} fa + \frac{4f}{c^2 a}\left(\frac{ca}{\tan ca} - 1\right) - \varkappa H} \qquad (11$$

Für die erste Näherung ist der Horizontalschub des steifen Bogens einzuführen:

$$H_0 = \frac{p}{32 fa^3}[15a^4(k_2 - k_1) - 10a^2(k_2^3 - k_1^3) + 3(k_2^5 - k_1^5)]$$

Bei Bogenträgern von ausreichender Steifigkeit, wie sie den praktischen Ausführungen entspricht, liefert die genaue Berechnungsweise nur geringe Unterschiede gegenüber der Näherungsberechnung als Steifbogen, so daß man in diesen Fällen von ihrer Anwendung in der Regel absehen kann. Die Näherungsberechnung gibt allerdings für die Biegungsmomente immer etwas zu kleine Werte. Erheblicher wird der Fehler aber dann, wenn die Belastung sich der Knicklast des Bogens nähert, welche für den eingespannten Bogen mit rd. $H = 20 \frac{EJ}{a^2}$ bestimmt wurde[2]). Der Wert $c^2 a^2 = 20$ oder $ca = 4{,}5$ würde sonach der Grenze des stabilen Gleichgewichtes entsprechen, und es muß ca beträchtlich unter dem Grenzwert 4,5 bleiben, wenn die Berechnung als steifer Bogen nicht größere Fehler ergeben soll.

Als Beispiel sei ein Eisenbetonbogen gewählt von $2a = 20$ m Spannweite, $f = 2$ m Pfeilhöhe, 20 cm Stärke bei 1 vH Bewehrung (Abb. 3). Die auf Beton reduzierten Querschnittsgrößen sind $F = 0{,}23$ m² und $J = 0{,}000\,78$ m⁴. Die ständige Belastung, unter der keine Biegungsspannungen eintreten mögen, sei 0,8 t/m. Auf den 1 m breiten Bogen wirke im Scheitel eine Einzellast $P = 4$ t.

Abb. 3.

Es ist:

$$H_g = \frac{1}{8} \cdot \frac{0{,}8 \cdot 400}{2} = 20\,t; \quad H_0 = \frac{15}{32} \cdot \frac{a}{f} \cdot P = 9{,}4\,t; \quad EJ = 1100$$

$$c^2 = \frac{29{,}4}{1100} = 0{,}0267; \quad c = 0{,}1634; \quad ca = 1{,}634$$

$$\cos ca = -0{,}063\,16; \quad \sin ca = 0{,}998\,00; \quad \tan ca = -15{,}8008$$

$$\varkappa = \frac{1000}{1\,400\,000 \cdot 0{,}23 \cdot 2} \cdot \left(\frac{29{,}4}{9{,}4}\right)^2 = 0{,}015; \quad \varkappa H = 0{,}14$$

[2]) Dr. J. Fritsche, Knickbelastung der Bogenträger. „Die Bautechnik“ 1925.

Damit folgt nach Gl. (7):

$$H = \frac{\frac{100}{2} - \frac{0{,}063\,16 + 1}{0{,}998} \cdot \frac{10}{0{,}1634}}{\frac{4}{3}\,20 - \frac{8}{0{,}267}\left(\frac{1{,}634}{15{,}8008} + 1\right) - 0{,}14}\,P = 2{,}324\,P = 9{,}3\ \text{t}$$

in sehr guter Übereinstimmung mit dem Näherungswerte.

Das Einspannmoment $M_1 = M_2 = M_0$ wird nach Gl. (6):

$$M_1 = \left[-\frac{0{,}0636 + 1}{0{,}9980} \cdot \frac{1}{0{,}3268} + \frac{4}{2{,}67}\left(\frac{1{,}634}{15{,}8008} + 1\right) 2{,}324\right] P$$
$$= 0{,}582\,P = \underline{2{,}328\ \text{tm}}$$

Für den steifen Bogen wäre $M_1 = \frac{1}{16}\,P\,a = 0{,}625\ P = 2{,}5$ tm.

Das Scheitelmoment berechnet sich nach Gl. (8) (mit $\xi = 0,\ x = 0$):

$$M_1 = \left[-\frac{1}{0{,}3268} \cdot 15{,}8008 - \frac{0{,}582}{0{,}063\,16} + \left(1 + \frac{1}{0{,}063\,16}\right)\frac{4}{2{,}67} \cdot 2{,}324\right] P$$
$$= 1{,}038\,P = \underline{4{,}152\ \text{tm}}.$$

Die Näherungsberechnung würde hierfür ergeben:

$$M_1 = \frac{1}{4}\,P\,a + M_1 - H\,f = (5 + 0{,}625 - 4{,}69)\,P = 0{,}935\,P = 3{,}74\ \text{tm}.$$

Obwohl der Bogen unter der einwirkenden Belastung noch eine $\frac{20}{2{,}67} = 7{,}5$ fache Knicksicherheit aufweist, betragen die Unterschiede, um welche die Näherungsrechnung das Kämpfer- und Scheitelmoment zu klein ergibt, bereits 7 bzw. 11 vH.

B. Der auf Zug beanspruchte Bogen.

Dieser Fall bezieht sich vornehmlich auf hängende, an den Rändern festgenietete Blechbogen, wie sie als Hängebleche in den Fahrbahntafeln der eisernen Brücken Anwendung finden.

Die Differentialgleichung (3) für die Einsenkung η:

$$\frac{d^2 \bar\eta}{d x^2} - c^2 \bar\eta + c^2 F(x) = 0$$

gibt, unter der gleichen Voraussetzung bezüglich $F(x)$ wie oben, das Integral:

$$\bar\eta = A\,e^{c x} + B\,e^{-c x} + F(x) + \frac{1}{c^2} F''(x)$$

und das Bogenmoment wird:

$$M = -H\left(A\,e^{c x} + B\,e^{-c x} + \frac{1}{c^2} F''(x)\right)$$

Die weitere Entwicklung der Formeln für einen bestimmten Belastungsfall ist nun analog wie oben für den Druckbogen durchzuführen. Wir wollen uns aber hier auf den Fall einer symmetrischen Scheitelbelastung mit der gleichförmig verteilten Last $p\,\lambda$ beschränken (Abb. 4).

Für diesen Belastungsfall ist $V = 0$ und M_0 gibt das Einspannmoment in den Kämpfern.

Es ist für die Punkte von $x = 0$ bis $x = \frac{\lambda}{2}$:

$$F(x) = \frac{1}{H}\left[\frac{p}{2}\left(a\lambda - \frac{\lambda^2}{4} - x^2\right) + M_1\right] - \frac{f}{a^2}(a^2 - x^2); \quad F''(x) = \frac{2 f}{a^2} - \frac{p}{H}$$

für die Punkte von $x = \frac{\lambda}{2}$ bis $x = a$:

$$F(x) = \frac{1}{H}\left[\frac{p\lambda}{2}(a - x) + M_1\right] - \frac{f}{a^2}(a^2 - x^2); \quad F''(x) = \frac{2 f}{a^2}$$

Danach wird:

$$\bar\eta_1 = A_1 e^{c x} + B_1 e^{-c x} + \frac{1}{H}\left[\frac{p}{2}\left(a\lambda - \frac{\lambda^2}{4} - x^2\right) + M_1\right] - \frac{f}{a^2}\left(a^2 - x^2 - \frac{2}{c^2}\right) - \frac{p}{H c^2}$$

$$\bar\eta_2 = A_2 e^{c x} + B_2 e^{-c x} + \frac{1}{H}\left[\frac{p\lambda}{2}(a - x) + M_1\right] - \frac{f}{a^2}\left(a^2 - x^2 - \frac{2}{c^2}\right)$$

Für die Integrationskonstanten bestehen, mit $\frac{\lambda}{2} = k$ gesetzt, die Beziehungen für:

$x = a,\ \bar\eta_2 = 0;\qquad A_2 e^{c a} + B_2 e^{-c a} + \frac{M_1}{H} + \frac{2 f}{c^2 a^2} = 0$

$x = k_1,\ \bar\eta_1 = \bar\eta_2:\qquad (A_1 - A_2)\,e^{c k} + (B_1 - B_2)\,e^{-c k} - \frac{p}{H c^2} = 0$

$x = k_1,\ \frac{d\bar\eta_1}{d x} = \frac{d\bar\eta_2}{d x}:\qquad (A_1 - A_2)\,e^{c k} + (B_1 - B_2)\,e^{-c k} = 0$

und wegen der Symmetrie $A_1 = B_1$.

Abb. 4.

Man erhält daraus:

$$A_1 = B_1 = \frac{1}{1 + e^{2 c a}}\left[\frac{p}{2 c^2 H}\left(e^{c k} + e^{c(2a - k)}\right) - \left(\frac{M_1}{H} + \frac{2 f}{c^2 a^2}\right) e^{c a}\right]$$

$$A_2 = \frac{1}{1 + e^{2 c a}}\left[\frac{p}{2 c^2 H}\left(e^{c k} - e^{-c k}\right) - \left(\frac{M_1}{H} + \frac{2 f}{c^2 a^2}\right) e^{c a}\right]$$

$$B_2 = -\frac{1}{1 + e^{2 c a}}\left[\frac{p}{2 c^2 H}\,e^{2 c a}\left(e^{c k} - e^{-c k}\right) + \left(\frac{M_1}{H} + \frac{2 f}{c^2 a^2}\right) e^{c a}\right]$$

Die Gleichung (4) liefert:

$$\int_{-a}^{+a} \bar\eta\,d x = \int_{-a}^{+a} (A\,e^{c x} + B\,e^{-c x})\,d x + \frac{p k}{H}\left(a^2 - \frac{k^2}{3}\right) + 2\frac{M_1}{H}\,a - \frac{4}{3} f a + \frac{4 f}{c^2 a} - \frac{p k}{H c^2} = \varkappa H$$

$$\int_{-a}^{+a} (A\,e^{c x} + B\,e^{-c x})\,d x = \frac{2}{c}\left[A_1 e^{c k} - B_1 e^{-c k} - A_1 + B_1 + A_2\left(e^{c a} - e^{c k}\right) - B_2\left(e^{-c a} - e^{-c k}\right)\right]$$
$$= \frac{2}{c}\left(A_2 e^{c a} - B_2 e^{-c a}\right)$$

Infolge der Einspannung ist ferner:

$$\left.\frac{d\bar\eta_2}{d x^2}\right]_{x = a} = c\left(A_2 e^{c a} - B_2 e^{-c a}\right) - \frac{p k}{H} + \frac{2 f}{a} = 0$$

sonach:

$$\int \bar\eta\,d x = \frac{2}{c^2}\left(\frac{p k}{H} - \frac{2 f}{a}\right) + \frac{p k}{H}\left(a^2 - \frac{k^2}{3}\right) + \frac{2 M_1}{H}\,a - \frac{4}{3} f a + \frac{4 f}{c^2 a} - \frac{p k}{c^2 H} = \varkappa H$$

woraus:

$$H = \frac{p k\left(a^2 - \frac{k^2}{3} + \frac{1}{c^2}\right) + 2 M_1 a}{\frac{4}{3} f a + \varkappa H}$$

M_1 bestimmt sich aber aus:

$$c\,(A_2 e^{ca} - B_2 e^{-ca}) - \frac{p\,k}{H} + \frac{2\,f}{a} = 0.$$

Die Einsetzung von A_2 und B_2 in diese Gleichung ergibt:

$$\frac{c}{e^{ca}+e^{-ca}}\left[\frac{p}{c^2 H}(e^{ck}-e^{-ck}) - \left(\frac{M_1}{H}+\frac{2\,f}{c^2 l^2}\right)(e^{ca}-e^{-ca})\right] - \frac{p\,k}{H} + \frac{2\,f}{a} = 0$$

$$M_1 = \frac{1}{e^{ca}-e^{-ca}}\left[\frac{p}{c^2}(e^{ck}-e^{-ck}) - \left(\frac{p\,k}{c} - H\frac{2\,f}{c\,a}\right)\right] - \frac{2\,f}{c^2 l^2}$$

Führt man diesen Ausdruck in die obige Gleichung für H ein und setzt zur Abkürzung:

$$\left.\begin{aligned}\frac{e^{ck}-e^{-ck}}{e^{ca}-e^{-ca}} &= \frac{\mathfrak{Sin}\,c\,k}{\mathfrak{Sin}\,c\,a} = \beta\\ \frac{e^{ca}+e^{-ca}}{e^{ca}-e^{-ca}} &= \mathfrak{Cotang}\,c\,a = \alpha\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (12$$

so erhält man schließlich:

$$H = \frac{\frac{1}{2}\left(a^2 - \frac{k^2}{3}\right) + \beta\frac{a}{c^2 k} - \alpha\frac{a}{c}}{\frac{4}{3}f\,a + \frac{4\,f}{c^2 a}(1-\alpha\,a\,c) + \varkappa H}\,p\lambda \quad \ldots\ldots (13$$

$$M_1 = (\beta - \alpha\,c\,k)\frac{p}{c^2} + H\,(\alpha\,c\,a - 1)\frac{2\,f}{c^2 a^2} \quad \ldots\ldots (14$$

Das Biegungsmoment erreicht seinen Größtwert entweder an der Einspannstelle oder im Scheitel des Bogens. Für das Scheitelmoment ergibt sich der Ausdruck:

$$M_s = \frac{1}{\mathfrak{Cof}\,c\,a}\left[\frac{p}{c^2}\left(\mathfrak{Cof}\,c\,a - \mathfrak{Cof}\,c\,(a-k)\right) - \frac{2\,f}{c^2 a^2}H\,(\mathfrak{Cof}\,c\,a - 1) + M_1\right] \quad (15$$

Die Größe c ist zunächst wieder aus dem Näherungswerte H_0 für den steifen Bogen:

$$H_0 = \frac{15\,a^4 - 10\,a^2 k^2 + 3\,k^4}{32\,f\,a^3}\,p\lambda$$

zu rechnen. Für die bei Hängeblechen vorkommenden Verhältnisse ist sehr nahe $\lambda = 1$ und es kann das letzte Glied im Nenner von H

$$\varkappa H = \frac{a^3}{E\,F\,f}\left(1 + 2\frac{f^2}{a^2}\right)\left(\frac{H_g + H}{H}\right)^2 H$$

seiner Kleinheit wegen vernachlässigt werden.

Wir wenden die entwickelten Formeln nachstehend auf die Berechnung eines Hängebleches an. Die Verteilungsbreite einer Einzellast nach der Längsrichtung des Bleches, d. i. dessen wirksame Länge, kann nach theoretischen Untersuchungen über langgestreckte eingespannte ebene Platten[3]) mit etwa $^2/_3$ der Plattenstützweite l angesetzt werden. Wir lassen ein Gleiches auch für die Hängebleche gelten und nehmen weiter nach der üblichen Regel die Verteilungsbreite nach der Querrichtung mit $\lambda = v + 2\,u$ an, wenn v die Aufstandsbreite der Last und u die Höhe der Deckschicht über dem Bleche bezeichnet. Es ist sonach bei der Radlast P der Druck auf die Flächeneinheit $p = \frac{3}{2}\cdot\frac{P}{l\lambda}$. Diese Annahme ist eher zu günstig als zu ungünstig, da eine gleichmäßige Verteilung des Druckes in dieser Fläche nicht zu erwarten ist. Es handle sich um die Fahrbahntafel einer Straßenbrücke, die aus Hängeblechen besteht, die an Längsträger angeschlossen sind, deren lichter Abstand 2,1 m beträgt. Die 7 mm starken Bleche sind mit 20 cm Pfeilhöhe gebogen. Die Schotterdecke hat über den Längsträgern eine Stärke von 25 cm. Ihr Gewicht samt dem der Bleche ist 780 kg/m². Es sind die Spannungen zu rechnen, die im Hängeblech unter dem Druck des 5 t schweren Hinterrades einer Straßenwalze auftreten.

[3]) A. Nádai, Über die Biegung rechteckiger Platten durch Einzellasten, Bauingenieur 1921.

Wir haben sonach zu setzen: $l = 2\,a = 2{,}1$; $f = 0{,}2$;

$\delta = F = 0{,}007$; $J = 0{,}286\cdot 10^{-7}$; $EJ = 0{,}6292$; $H_g = \frac{1}{8}\,0{,}78\cdot\frac{2{,}1^2}{0{,}2} = 2{,}15$ t.

Bei der Radbreite $v = 0{,}5$ m wird die Verteilungsbreite

$\lambda = 2\,k = 0{,}5 + 2\cdot 0{,}4 = 1{,}3$ m, demnach $p = \frac{3}{2}\cdot\frac{5}{2{,}1\cdot 1{,}3} = 2{,}75$ t

und $p\lambda = 3{,}58$ t. Für den steifen Bogen liefert die angegebene Formel $H_0 = 6{,}79$ t. Der Horizontalkraft $H_g + H = 8{,}94$ entspricht der Wert $c^2 = \frac{H_g + H}{E\,J} = \frac{8{,}94}{0{,}629} = 14{,}213$.

Man hat sonach: $c = 3{,}77$; $c\,a = 3{,}958$; $c\,k = 2{,}450$.

$\mathfrak{Sin}\,c\,a = 26{,}187$; $\alpha = \mathfrak{Cotang}\,c\,a = 1{,}0007$

$\mathfrak{Sin}\,c\,k = 5{,}751$; $\beta = \frac{\mathfrak{Sin}\,c\,k}{\mathfrak{Sin}\,c\,a} = 0{,}2196$

Gleichung (13) liefert:

$$H = \frac{\frac{1}{2}\left(1{,}05^2 - \frac{0{,}65^2}{3}\right) + 0{,}2196\frac{1{,}05}{14{,}213\cdot 0{,}65} - 1{,}0007\cdot\frac{1{,}05}{3{,}77}}{\frac{4}{3}\,0{,}2\cdot 1{,}05 + \frac{4\cdot 0{,}2}{14{,}213\cdot 1{,}05}(1 - 1{,}0007\cdot 3{,}958) + 0{,}0004}\cdot 3{,}58 = 6{,}68\,\text{t}.$$

Damit ergibt sich der verbesserte Wert $c^2 = \frac{2{,}15 + 6{,}68}{0{,}629} = 14{,}039$;

$c = 3{,}747$; $c\,a = 3{,}9343$; $c\,k = 2{,}4355$; $\mathfrak{Sin}\,c\,a = 25{,}555$
$\mathfrak{Sin}\,c\,k = 5{,}6673$; $\alpha = \mathfrak{Cotang}\,c\,a = 1{,}000\,77$; $\beta = 0{,}2218$.

Die dadurch bewirkte Änderung in H fällt außerhalb der Rechnungsgenauigkeit. Mit dem verbesserten Werte von c ergibt Gl. (14) für das Einspannmoment:

$$M_1 = (0{,}2218 - 1{,}000\,77\cdot 2{,}4355)\frac{2{,}75}{14{,}039} + 6{,}68\,(1{,}000\,77\cdot 3{,}9343 - 1)\cdot\frac{0{,}4}{15{,}478} = +0{,}073\ \text{tm}.$$

Das Scheitelmoment wird nach Gl. (15):

$$M_1 = \frac{1}{25{,}566}\left[\frac{2{,}75}{14{,}039}(25{,}566 - 2{,}350) - \frac{0{,}4}{15{,}478}\,24{,}566\cdot 6{,}68 + 0{,}073\right] = +0{,}0148\ \text{tm}.$$

Die Berechnung als steifer Bogen hätte hier die Momente viel zu groß geliefert, nämlich $M_1 = 0{,}1457$ tm und $M_3 = 0{,}0855$ tm.

Berechnet man noch das Moment für den Punkt $x = k$, d. i. am Rande der Laststrecke, aus

$$M = -H\left[A_1(e^{ck} + e^{-ck}) + \frac{H}{c^2}\left(\frac{2\,f}{a^2} - \frac{p}{H}\right)\right],$$

so erhält man dafür $M = -0{,}025$ tm.

Die Biegung des Bleches ist sonach eine derartige, daß an der Einspannstelle, weniger im Scheitel des Bogens, die Krümmung verstärkt, dazwischen aber etwas vermindert wird. Die größte Biegungsspannung tritt an der Einspannstelle auf und wird die Blechspannung daselbst $\frac{8830}{70} + 6\,\frac{7300}{49} = 1020$ kg/cm².

DIE NEUEN AMERIKANISCHEN VORSCHRIFTEN FÜR BETON- UND EISENBETONBAUTEN.

Besprochen von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Es dürfte für die deutsche Fachwelt von Interesse sein, zu erfahren, in welcher Weise die jetzt im Entwurf vorliegenden amerikanischen Vorschriften entstanden und wie sie aufgebaut sind.

Gegenüber den bisherigen Bestimmungen sind auf Grund von vielseitigen guten und schlechten Erfahrungen neue Wege betreten worden, die geeignet scheinen, verschiedenen Mängeln abzuhelfen und gleichzeitig den Sicherheitsgrad von Eisenbetonbauten zu vergrößern.

Es ist bedeutungslos, wenn wir in Vorschriften zulässige Beanspruchungen für Beton und Eisen angeben, ohne die Voraussetzungen festzulegen, unter denen bestimmte Festigkeiten erreicht werden können. Deshalb ist es erforderlich, daß der Vorbereitung, der Verarbeitung und der Nachbehandlung des Materials, die in den letzten Jahren bei den Forschungsarbeiten im Laboratorium die größte Beachtung gefunden haben, erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet wird.

Die Materialfrage beherrscht die neuen amerikanischen Vorschriften und ist zwangläufig in der Entwurfsbearbeitung verankert. Auf welche Weise, soll noch gezeigt werden.

Es sei vorausgeschickt, daß einer Kommission unter dem Vorsitz des auch bei uns bekannten Herrn R. S. Humphrey aus Mitgliedern der amerikanischen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, der Gesellschaft für Materialprüfung, der Vereinigung der Eisenbauingenieure, des Betonvereins und der Vereinigung der Portlandzementfabrikanten die Bearbeitung der Vorschriften übertragen wurde.

Die Kommission, der die bekanntesten Fachleute aus Wissenschaft und Praxis angehörten, hat nunmehr im August 1924 einen Bericht unterbreitet, der z. Z. zur Diskussion offensteht, und der die von der Kommission vorgeschlagenen Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen umfaßt. (Dieses Verfahren einer öffentlichen Diskussion der von einer Kommission ausgearbeiteten Vorschläge wäre vor der Herausgabe unserer in Vorbereitung befindlichen Neuausgabe unserer amtlichen Vorschriften sehr zu empfehlen.) Bei aller umfassenden Gründlichkeit der einzelnen Bestimmungen hat der entwerfende und bauleitende Ingenieur eine weitgehende Freiheit. In diesem Sinne sind die Vorschriften mehr als Richtlinien aufzufassen und beengen die Dispositionen eines wissenschaftlich vorgebildeten und erfahrenen Ingenieurs kaum.

Die amtlichen Vorschriften umfassen 11 Kapitel mit sechs dazu gehörigen Tabellen. Die wichtigsten Abschnitte, die sich gegen die früheren Vorschriften vollkommen geändert haben, sind die Abschnitte III—VI enthaltend die Vorschriften über das Material, das Mischungsverhältnis und die Konsistenz des Betons und über die Art der Verarbeitung an der Luft und unter Wasser.

Abschnitt VIII enthält neue Bestimmungen über die Anordnung von Trennungs- oder Dehnungsfugen und von Schutzschichten bei Beton.

Das schwächste Kapitel in den Vorschriften ist in Abschnitt IX enthalten über Wasserdichtigkeit und Schutzmaßnahmen. Es ist deshalb schwach, weil der Inhalt weniger auf systematische Untersuchungen als auf Beobachtungen und manchmal recht einseitige Erfahrungen aufgebaut ist.

Kapitel X betrifft die Oberflächenbehandlung von Beton und das letzte Kapitel enthält Vorschriften für die Berechnung von Eisenbetonbauten, und im besonderen ist dabei zu erwähnen die auch bei uns vielfach jetzt angewendete Vorschrift für die Berechnung von trägerlosen (Pilz-) Deckenkonstruktionen.

In einem Anhang sind die von der amerikanischen Vereinigung für Materialprüfung aufgestellten Einzelvorschriften für das zum Beton notwendige Rohmaterial enthalten unter Berücksichtigung der neuesten Forschungsergebnisse.

Der letzte Teil des Anhangs enthält noch einige wertvolle Tabellen für die Zusammensetzung von Beton mit einer bestimmten Festigkeit nach 28 Tagen und Richtlinien für die Kontrolle von Beton- und Eisenbetonbauten.

Die größte Aufmerksamkeit verdienen die zuerst genannten Vorschriften über das Material.

Die Bindemittelfrage ist in den Vorschriften ebenso wenig geklärt wie bei uns. Die bei uns neuerdings in Anwendung kommenden hochwertigen Zemente sind in den Vorschriften noch nicht berücksichtigt. Die Normenproben sehen nur die Prüfung der Zugfestigkeit vor, wobei eine Mindestzugfestigkeit von 14 kg/cm² nach 7 Tagen und 22 kg/cm² nach 28 Tagen kombinierter Lagerung verlangt wird. Der SO_3-Gehalt ist nach den letzten Vorschriften 1922 wieder mit 2 vH, der Magnesiagehalt mit 5 vH begrenzt.

Bezüglich der beschleunigten Raumbeständigkeitsprobe ist zu bemerken, daß im Fall des Nichtbestehens innerhalb 28 Tagen eine zweite beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe ausgeführt werden darf, von deren Erfolg die Möglichkeit einer Zurückweisung des gelieferten Zementes durch den Abnehmer abhängig gemacht wird.

Der Abschnitt der Vorschriften, der sich mit der Auswahl des Zuschlagsmaterials befaßt, ist sehr eingehend.

Der Unterschied zwischen dem feinen und dem groben Material wird nicht etwa nur zwischen Sand und Kies oder anderen groben Zuschlägen gemacht, sondern es wird der Korngrößenzusammensetzung erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet.

Von dem feinen Material wird nicht nur verlangt, wie dies auch in anderen Vorschriften schon geschehen ist, daß es frei sein muß von schädlichen Mengen von Staub, Erdklumpen, Alkalien, organischen Stoffen, Lehm und anderen schädlichen Beimengungen, sondern es ist auch eine bestimmte Forderung bezüglich des Feingehaltes angenommen.

Es wird verlangt beim

Durchgang durch Sieb Nr. 4 nicht weniger als . a Gew. vH
(4,76 mm Maschenweite)
Durchgang durch Sieb Nr. 50 nicht mehr als ... b Gew. vH
(0,297 mm Maschenweite)
und nicht weniger als................ c Gew. vH
Gehalt an Abschlemmbarem nicht mehr als..... d Gew. vH

Die Forderungen der Kornzusammensetzung werden mit der Art des Bauwerks und den Eigentümlichkeiten des an Ort und Stelle gegebenen Materials verschieden sein. Wo immer möglich sollten die folgenden Werte berücksichtigt werden:

$$a = 85 \text{ vH};\ b = 30 \text{ vH};\ c = 10 \text{ vH};\ d = 3 \text{ vH}.$$

Hierzu ist zu bemerken, daß sowohl die Siebe wie die Siebanalysen für Sand und für gröbere Zuschlagsstoffe nach den in einem besonderen Anhang angegebenen Normen der Gesellschaft für Materialprüfung durchgeführt werden müssen. Desgleichen ist auch für die Abschlemmversuche und für die Ermittlung der organischen Verunreinigungen eine besondere Vorschrift im Anhang enthalten.

Bezüglich der Festigkeit wird von den feinen Zuschlagsstoffen verlangt, daß Mörtelproben aus 1 Gew.- Teil Portlandzement und 3 Gew.-Teilen feinem Zuschlag, gemischt und geprüft nach den Normen für die Prüfung von Portlandzement, nach 7 und 28 Tagen eine Zug- und Druckfestigkeit aufweisen, die nicht weniger als ... vH (der Wert ist vom Ingenieur

einzusetzen; er sollte möglichst 100 sein) der Festigkeit des Mörtels 1 : 3 aus dem gleichen Zement jedoch bei Verwendung von Normensand (Ottawasand) ausmachen.

Von den groben Zuschlagsstoffen wird neben den bekannten Eigenschaften verlangt, daß sie frei sein sollen von schädlichen Mengen von weichen, dünnen, länglichen oder plattenartigen Stücken.

Die Korngrößenzusammensetzung soll folgenden Bedingungen entsprechen beim

Durchgang durch	Gewichtsprozent
.... Sieb (max. Größe)	nicht weniger als 95
.... Sieb (Zwischengröße)	nicht weniger als —
Sieb Nr. 4 (4,76 mm Maschenweite)	nicht mehr als 10
Sieb Nr. 8 (2,38 mm Maschenweite) ...	nicht mehr als 5

Die folgende Tafel gibt die gewünschte Abstufung für groben Zuschlag einer bestimmten maximalen Korngröße an:

Max. Korngröße in Zoll bzw. mm	Durchgang in Gewichtsprozenten durch Normalsiebe mit folgenden Maschenweiten						Max. Durchgang in Gew.-Proz. durch Sieb	
	3 Zoll (76 mm)	2 Zoll (50,8 mm)	1 ½ Zoll (38 mm)	1 Zoll (25,4 mm)	¾ Zoll (19 mm)	½ Zoll (12,7 mm)	Nr. 4 4,76 mm	Nr. 8 2,38 mm
3″ (76 mm)...	95	—	40-75	—	—	—	10	5
2″ (50,8 mm)	—	95	—	40-75	—	—	10	5
1½″ (38 mm) ..	—	—	95	—	40-75	—	10	5
1″ (25,4 mm)	—	—	—	95	—	—	10	5
¾″ (19 mm) ..	—	—	—	—	95	—	10	5
½″ (12,7 mm)	—	—	—	—	—	95	10	5

Wir ersehen daraus, welche Bedeutung den Kornzusammensetzungen beigemessen wird. Es möge bei dieser Gelegenheit festgestellt werden, daß man bei uns vielfach deren Einfluß außerordentlich unterschätzt, besonders bezüglich des Gehaltes an staubfeinem Material und des Sandmaterials unter 1 mm Korngröße. Festigkeit und Konsistenz des Betons und damit dessen Verarbeitbarkeit werden aber in sehr erheblichem Maße von dem Gehalt an feinem Material beeinflußt.

Bei der Verarbeitung des Betons wird in den Vorschriften verlangt, daß die Bestandteile je nach der Angabe durch den verantwortlichen Ingenieur in Raumteilen oder in Gewichtsteilen bestimmt werden. Beim Messen in Raumteilen soll der Zuschlag lose gemessen (wie er ins Meßgefäß eingeworfen wird) und dann aufgestoßen werden. Bezüglich des Mischungsverhältnisses werden bestimmte Richtlinien angegeben unter der Voraussetzung, daß der entwerfende Ingenieur die notwendigen Betonfestigkeiten nach 4 Wochen bestimmt.

Der Grad der Verarbeitbarkeit eines Betons wird durch Konsistenzprüfungen mit Hilfe des „Slump" (Messung der Grundflächen der mit Hilfe eines Trichters ausgebreiteten Betonmasse) bestimmt. Die Größe des Wasserzusatzes wird mit Hilfe dieser Prüfungsmethode derart festgestellt, daß für den bestimmten Zweck ein Minimum an Wasser zugesetzt werden soll. Die erste Bestimmung wird in folgender Weise niedergelegt (siehe nachfolgende Tabelle.)

Der Ingenieur soll die Maße des erlaubten größten „Slump" einsetzen. Folgende Werte für a—g geben den maximalen „Slump" an, wie er für die verschiedenen Betonarten erwünscht ist. Die Zahlen gründen sich auf Durchschnittszuschlagsstoffe und Durchschnittsmischungsverhältnisse:

$a = 3''$; $b = 6''$; $c = 3''$; $d = 8''$; $e = 3''$; $f = 1''$; $g = 2''$.

Auf diesem Wege wird die Größe des Wasserzusatzes so festgelegt, daß nicht ein allzu großer Überschuß zur Verwendung kommt. Die Vorschrift verlangt auch, daß die Betonkonsistenz auf der Baustelle von Zeit zu Zeit nachgeprüft wird.

Betonarten	größter „Slump" in Zoll
Große Betonmassen.	a
Eisenbeton:	
1. Dünne, vertikale Querschnitte und Säulen	b
2. Größere Querschnitte	c
3. Dünne, begrenzte horizontale Querschnitte	d
Straßen und Pflaster	
1. Handbereitung	e
2. Maschinenbereitung	f
Mörtel für Bodenglattstriche	g

Ein anderer Punkt betrifft auch die Mischzeit. Es wird verlangt, daß sie für jede Mischung nicht weniger als 1 Minute betragen soll, nachdem das Mischgut in die Maschine gebracht worden ist. Ein Beispiel wie Kornzusammensetzung, der „Slump" usw. berücksichtigt wird, ergibt sich aus beistehender Zusammenstellung für einen Beton in einem Mischungsverhältnis, dessen Festigkeit nach 4 Wochen 140 kg/cm² betragen soll. Derartige Zusammenstellungen sind auch für verschiedene andere magere und fettere Mischungen in einem Anhang zu den Vorschriften zusammengestellt. Die Werte in den einzelnen Zusammenstellungen sind wohl den zahlreichen Untersuchungen der letzten Jahre zu danken, die in dem Lewis-Institut in Chicago von Abrams durchgeführt wurden.

Das Einbringen des Betons unterscheidet sich in den Vorschriften je nachdem es an der Luft oder unter Wasser erfolgt, und im besonderen je nach den Transporteinrichtungen, die für die Zubringung des Betons möglich sind. Es wird im allgemeinen verlangt, daß der Beton von der Mischmaschine an die Verwendungsstelle so rasch als möglich und mit Methoden gefördert wird, die eine Trennung oder Verlust einzelner Bestandteile verhindern. Diese Frage ist besonders wichtig bei der Verwendung des Gußbetons, bei der verlangt wird, daß die Rinnenneigung derart beschaffen sein soll, daß der Beton ohne Trennung der Bestandteile fließt. Die maximale Neigung wird mit 27° festgelegt.

Bei Betonschüttungen durch vertikale Röhren wird verlangt, daß das untere Ende der Röhre mit der Einbringungsstelle zusammenhängt. Es soll also das Auslaufende der Rinnen immer dicht an der Verwendungsstelle des Betons vorgesehen sein. Bei langen Rinnenverbindungen soll jede Rinne in einem Trichter endigen. Die Rinne soll nach jeder Verwendung tüchtig durchgespült werden.

Wesentlich ist auch die Forderung der Bestimmungen, daß der Beton während und nach dem Einbringen mit geeigneten Werkzeugen gründlich bearbeitet (verdichtet) werden soll. So ist z. B. bei dünnen Wänden oder anderen kleinen Abmessungen, bei denen dieses Verdichten nicht immer leicht möglich ist, ein Behämmern der Schalungen vorgesehen, das an den Stellen des frisch eingebrachten Betons ein Verdichten befördern soll.

Neu in den Vorschriften ist ferner auch das Verlangen, daß jeder eingebrachte Beton eine Temperatur von nicht weniger als 40° Fahrenheit (4° C) und nicht mehr als 120° Fahrenheit (50° C) aufweisen darf.

Bei Frostperioden werden Vorkehrungen verlangt, die den Beton während nicht weniger als 72 Stunden nach dem Einbringen bei einer Temperatur von mindestens 50° Fahrenheit (10° C) erhalten. Der Zusatz von Chemikalien oder anderen Stoffen als Frostschutz darf dem Beton nur mit besonderer Genehmigung der Aufsichtsorgane zugeführt werden.

Schließlich wird ein ununterbrochenes Einbringen des Betons verlangt. Er soll an der Verbindungsstelle so rasch als möglich ununterbrochen eingebracht werden, damit Fugen

Mischungsverhältnis für Beton von 140 kg/cm².
(Die Festigkeit an Zylindern 30 cm hoch und einem Durchmesser von 15 cm bestimmt.)

Größe des groben Zuschlags in mm	Slump in Zoll	Slump in mm	Größe des feinen Zuschlags 0—0,59 mm	0—1,18 mm	0—2,37 mm	0—4,76 mm	0—9,5 mm
	½—1	12,7—25,4	1 : 2,2	1 : 2,6	1 : 3,0	1 : 3,5	1 : 4,1
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,9	1 : 2,2	1 : 2,6	1 : 3,0	1 : 3,5
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,5	1 : 1,7	1 : 2,0	1 : 2,3	1 : 2,7
	8—10	203,2—254	1 : 1,0	1 : 1,1	1 : 1,3	1 : 1,6	1 : 1,8
4,76—19	½—1	12,7—25,4	1 : 2,1 : 3,8	1 : 2,3 : 3,7	1 : 2,6 : 3,5	1 : 3,0 : 3,1	1 : 3,6 : 2,8
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,7 : 3,3	1 : 1,9 : 3,2	1 : 2,2 : 3,1	1 : 2,6 : 2,8	1 : 3,0 : 2,4
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,3 : 2,7	1 : 1,4 : 2,6	1 : 1,7 : 2,5	1 : 1,9 : 2,3	1 : 2,3 : 2,1
	8—10	203,2—254	1 : 0,8 : 1,9	1 : 0,9 : 1,9	1 : 1,0 : 1,8	1 : 1,2 : 1,7	1 : 1,5 : 1,6
4,76—25,4	½—1	12,7—25,4	1 : 1,9 : 4,5	1 : 2,2 : 4,3	1 : 2,5 : 4,2	1 : 2,8 : 3,9	1 : 3,4 : 3,6
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,6 : 3,9	1 : 1,8 : 3,8	1 : 2,1 : 3,7	1 : 2,4 : 3,5	1 : 2,8 : 3,2
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,2 : 3,1	1 : 1,3 : 3,1	1 : 1,5 : 3,0	1 : 1,8 : 2,9	1 : 2,1 : 2,7
	8—10	203,2—254	1 : 0,7 : 2,2	1 : 0,8 : 2,2	1 : 1,0 : 2,3	1 : 1,1 : 2,1	1 : 1,3 : 2,0
4,76—38	½—1	12,7—25,4	1 : 1,9 : 5,0	1 : 2,1 : 4,9	1 : 2,4 : 4,9	1 : 2,7 : 4,6	1 : 3,2 : 4,4
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,6 : 4,4	1 : 1,7 : 4,3	1 : 2,0 : 4,2	1 : 2,4 : 4,0	1 : 2,7 : 3,8
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,1 : 3,5	1 : 1,3 : 3,5	1 : 1,4 : 3,5	1 : 1,7 : 3,4	1 : 2,0 : 3,2
	8—10	203,2—254	1 : 0,7 : 2,5	1 : 0,8 : 2,5	1 : 0,9 : 2,5	1 : 1,0 : 2,4	1 : 1,2 : 2,3
4,76—50,8	½—1	12,7—25,4	1 : 1,7 : 5,8	1 : 1,9 : 5,7	1 : 2,1 : 5,8	1 : 2,4 : 5,6	1 : 2,8 : 5,5
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,4 : 5,0	1 : 1,5 : 5,0	1 : 1,8 : 5,0	1 : 2,0 : 4,9	1 : 2,3 : 4,7
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,0 : 4,1	1 : 1,1 : 4,1	1 : 1,2 : 4,1	1 : 1,4 : 4,1	1 : 1,7 : 3,9
	8—10	203,2—254	1 : 0,6 : 2,9	1 : 0,7 : 2,9	1 : 0,7 : 3,0	1 : 0,8 : 2,9	1 : 1,0 : 2,9
9,5—25,4	½—1	12,7—25,4	1 : 2,2 : 4,4	1 : 2,5 : 4,2	1 : 2,8 : 4,1	1 : 3,3 : 3,8	1 : 3,8 : 3,4
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,9 : 3,8	1 : 2,1 : 3,7	1 : 2,4 : 3,6	1 : 2,8 : 3,4	1 : 3,2 : 3,1
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,4 : 3,1	1 : 1,5 : 3,0	1 : 1,8 : 3,0	1 : 2,1 : 2,8	1 : 2,4 : 2,5
	8—10	203,2—254	1 : 0,9 : 2,2	1 : 1,0 : 2,2	1 : 1,1 : 2,2	1 : 1,3 : 2,0	1 : 1,5 : 1,9
9,5—38	½—1	12,7—25,4	1 : 2,2 : 4,9	1 : 2,5 : 4,8	1 : 2,8 : 4,7	1 : 3,2 : 4,6	1 : 3,7 : 4,2
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,9 : 4,3	1 : 2,1 : 4,2	1 : 2,4 : 4,1	1 : 2,7 : 4,0	1 : 3,1 : 3,7
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,4 : 3,5	1 : 1,5 : 3,4	1 : 1,7 : 3,4	1 : 2,0 : 3,3	1 : 2,3 : 3,1
	8—10	203,2—254	1 : 0,9 : 2,5	1 : 1,0 : 2,5	1 : 1,1 : 2,4	1 : 1,3 : 2,4	1 : 1,5 : 2,3
9,5—50,8	½—1	12,7—25,4	1 : 2,1 : 5,6	1 : 2,3 : 5,5	1 : 2,6 : 5,5	1 : 3,0 : 5,4	1 : 3,5 : 5,1
	3—4	76,2—101,6	1 : 1,7 : 4,8	1 : 2,0 : 4,8	1 : 2,2 : 4,8	1 : 2,5 : 4,7	1 : 2,9 : 4,4
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,3 : 4,0	1 : 1,4 : 3,9	1 : 1,6 : 3,9	1 : 1,8 : 3,9	1 : 2,1 : 3,8
	8—10	203,2—254	1 : 0,8 : 2,9	1 : 0,9 : 2,9	1 : 1,0 : 2,9	1 : 1,2 : 2,9	1 : 1,3 : 2,8
19—38	½—1	12,7—25,4	1 : 2,6 : 4,5	1 : 2,9 : 4,5	1 : 3,3 : 4,4	1 : 3,8 : 4,2	1 : 4,3 : 3,9
	3—4	76,2—101,6	1 : 2,2 : 3,9	1 : 2,5 : 3,9	1 : 2,8 : 3,8	1 : 3,2 : 3,6	1 : 3,6 : 3,3
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,6 : 3,2	1 : 1,8 : 3,2	1 : 2,1 : 3,1	1 : 2,4 : 3,0	1 : 2,7 : 2,8
	8—10	203,2—254	1 : 1,0 : 2,3	1 : 1,2 : 2,3	1 : 1,4 : 2,2	1 : 1,6 : 2,2	1 : 1,8 : 2,1
19—50,8	½—1	12,7—25,4	1 : 2,5 : 5,2	1 : 2,8 : 5,2	1 : 3,2 : 5,1	1 : 3,6 : 5,0	1 : 4,1 : 4,7
	3—4	76,2—101,6	1 : 2,1 : 4,5	1 : 2,4 : 4,5	1 : 2,7 : 4,4	1 : 3,1 : 4,3	1 : 3,5 : 4,0
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,6 : 3,7	1 : 1,8 : 3,7	1 : 2,0 : 3,7	1 : 2,3 : 3,6	1 : 2,6 : 3,5
	8—10	203,2—254	1 : 1,0 : 2,6	1 : 1,1 : 2,7	1 : 1,3 : 2,6	1 : 1,5 : 2,7	1 : 1,7 : 2,6
19—76	½—1	12,7—25,4	1 : 2,5 : 6,0	1 : 2,9 : 5,9	1 : 3,2 : 5,9	1 : 3,6 : 5,8	1 : 4,1 : 5,6
	3—44	76,2—101,6	1 : 2,1 : 5,1	1 : 2,4 : 5,2	1 : 2,7 : 5,2	1 : 3,1 : 5,1	1 : 3,5 : 4,9
	6—7	152,4—177,8	1 : 1,5 : 4,1	1 : 1,7 : 4,2	1 : 2,0 : 4,2	1 : 2,3 : 4,2	1 : 2,5 : 4,0
	8—10	203,2—254	1 : 1,0 : 2,9	1 : 1,1 : 3,0	1 : 1,3 : 3,0	1 : 1,5 : 3,0	1 : 1,7 : 3,0

nur dort auftreten, wo sie auch nach den Vorschriften verlangt werden.

Bei einer Verarbeitung des Betons mit Steinbrocken oder größeren Steineinlagen wird verlangt, daß diese sich nicht berühren. Besonders bei großen (Cyklopen-) Steineinlagen wird die Forderung erhoben, daß kein größerer Stein dichter an der Oberfläche liegt als in einer Entfernung von 30 cm und nicht weniger als 15 cm vom Nachbarstein entfernt.

Beim Einbringen des Betons unter Wasser wird verlangt, daß das Mischungsverhältnis nicht weniger als 400 kg auf den Kubikmeter fertigen Beton beträgt. Der Beton soll ferner nicht in Wasser eingebracht werden unter 35⁰ Fahrenheit (1,7⁰ C), und die Bildung von Arbeitsfugen soll durch ununterbrochene Arbeit vermieden werden.

Beim Einbringen des Betons mit Hilfe von Trichtern wird verlangt, daß diese wasserdicht und genügend weit seien, um

einen freien Durchfluß des Betons zu ermöglichen. Der Trichter soll stets gefüllt sein und durch Heben in der Weise entleert werden, daß das Fallen des Betons unter Wasser verhindert wird. Verwendet man Eimer mit Bodenauslauf, so müssen Vorkehrungen getroffen sein, daß der darin befindliche Beton nicht ausgebreitet werden kann, bevor der Eimer auf der Fläche ruht, auf die der Beton aufzubringen ist.

Verwendet man Säcke aus Jute oder anderem grobem Tuch, so müssen mindestens $^2/_3$ mit Beton gefüllt sein und an Ort und Stelle so eingebracht werden, daß ein Verbund entsteht.

(Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Vorschlag für ein Versuchsprogramm betr. Ermittelung der Schwindungsmaße für Zement.

Der Österr. Ingenieur- und Architektenverein hat u. a. schon vor einer Reihe von Jahren Betonschwindungsversuche durchgeführt und hat die diesbezüglichen Ergebnisse in einem Heft der „Mitteilungen" dieses Ausschusses veröffentlicht. Seit diesem Zeitpunkte haben in den verschiedenen Ländern Betonschwindungsversuche in den materialtechnischen Prüfungsanstalten eine sorgfältige Pflege gefunden, namentlich geschah dies in Versuchsanstalten des Deutschen Reiches. Wegen der Wichtigkeit dieser Frage für die Baupraxis, in der oft Schwindrisse von ganz beträchtlicher Größe und in großer Zahl namentlich in Eisenbetonbauwerken auftreten, derart, daß der Praktiker vor der wichtigen Frage steht, ob diese Risse nicht doch in beträchtlichem Maße die Standfähigkeit des Bauwerkes beeinträchtigen, beantragt das Stadtbauamt Wien, die große Zahl der bereits vorliegenden Schwindversuche in ihren Ergebnissen derart zu ergänzen bzw. planmäßig zusammenzufassen, daß der folgende Gedanke bei einer durchzuführenden Versuchsreihe von den verschiedenen Interessenten aufgegriffen und materialtechnisch durchgeführt würde.

Es wären verschiedene Zemente mit verschiedenen Zuschlagsstoffen in abgestuften Magerungsverhältnissen zu untersuchen. Hierbei sollen prismatische Betonkörper Verwendung finden, die etwa 70 cm Länge und 20 × 20 cm im Querschnitt messen. Auf diesen prismatischen Betonkörpern sollen zwei Metallplättchen mit Maßstrichen in etwa 50 cm Entfernung angebracht werden. Die bei verschiedenen Lagerungszeiten und Arten an diesen prismatischen Betonkörpern in Mikrons (Tausendstel mm) mittels eines Maßstabes und zweier Mikroskope zu messende „Schwindung" werde als Ordinate zurzeit als Abszisse aufgetragen. Die so erhaltene Kurve sei „Schwindungskurve" genannt. Die Zemente wieder seien etwa mit der Vicatschen Nadel auf ihre „Abbindungsverhältnisse" untersucht, derart, daß die Ergänzung der Einsenkungstiefe der Nadel auf 40 mm (Kuchenstärke) als Ordinate und die Zeit wieder als Abszisse aufgetragen wird. Diese Kurve sei „Abbindungskurve" genannt. Weiter sollen mit den Zementen und deutschem Regelquarzsand in der normengemäß vorgeschriebenen Gewichtsmischung von 1 : 3 Druckfestigkeiten nach etwa 2-, 3-, 7-, 14- und 28-tägiger Lagerung bestimmt werden. Die Festigkeitsziffern seien wieder als Ordinaten zu den Lagerungszeiten als Abszissen aufgetragen, wobei übrigens die Lagerungszeiten bis auf ein Jahr erstreckt werden können. Diese Kurve der Festigkeiten sei „Erhärtungskurve" genannt. Da die Schwindung eine Folge des Erhärtungsvorganges ist, so soll die Erhärtungskurve auf die Abbindungskurve „abgestimmt" werden derart, daß bei zu großer Voreilung der Abbindungskurve in bezug auf die Erhärtungskurve die Zementerzeugung so geregelt werden kann — durch Änderungen der Kalktongatierung, des Brennprozesses, der Feinmahlung, durch Zusätze verschiedener Stoffe usw. —, daß sich Abbindungskurve und Erhärtungskurve einander entsprechend nähern, um so die Schwindung zu einem Minimum zu machen. Aus dem vorliegenden Versuchsmaterial wäre dieses Minimum der Schwindung sofort zu entnehmen, woraus man dann auf die Abstimmung der Abbindungs- und Erhärtungskurven rückschließen könnte.

Das Stadtbauamt Wien hat in seiner Prüfungsanstalt für Baustoffe einen Teil dieses Versuchsprogrammes in kleinerem Umfang bereits in Angriff genommen und stellt allen Interessenten den oben ausgesprochenen versuchstechnischen Gedanken zur entsprechenden Ergänzung bzw. Mitarbeit im Interesse der Baupraxis zur Verfügung.

Wien, den 6. Oktober 1924. Ing. Dr. Alex. Hasch.

Eine Tonerdezement-Fabrik in Amerika.

Nach Engineering News-Record 1924, Vol. 92, Nr. 19 S. 796.

Eine Schwestergesellschaft der Atlas-Portland-Zement-Company brachte einen amerikanischen Tonerdezement auf den Markt, nachdem sie neun Monate lang gründlich über Herstellungsweise und Eigenschaften des Tonerdezementes experimentiert und studiert hatte. Man kannte in Amerika bisher nur das französische Produkt, das nur in kleinen Mengen zu bekommen war, d. h. praktisch nicht verwendet werden konnte. Die amerikanischen Ingenieure haben nun die Möglichkeit, den Tonerdezement auch im großen auszuprobieren. Der Preis des neuen Zementes ist das Doppelte desjenigen des Portlandzementes. Wegen der Seltenheit der Ausgangsprodukte (gute Bauxite) besteht keine Gefahr, daß der Tonerdezement den Portlandzement verdrängt, wie immer auch seine Eigenschaften sein mögen. Dr. Hummel-Karlsruhe.

4000 m³ Beton für einen Silo in 15 Tagen.

Bei der Erweiterung einer staatlichen Anlage zur Lagerung von Getreide in Vancouver war große Eile geboten, und es sind dabei Leistungen in bezug auf die Schnelligkeit der Herstellung erreicht worden, die Beachtung verdienen. Die Getreideausfuhr im Hafen von Vancouver hatte in der letzten Zeit so stark zugenommen, daß die Regierung sich Anfang 1923 entschließen mußte, einen der dortigen Silos, der etwa 45 000 m³ Fassungsraum besitzt, so zu erweitern, daß der Fassungsraum auf rd. 72 000 m³ gebracht wurde. Schon beim Entwurf wurde mit großer Eile gearbeitet; er wurde innerhalb Monatsfrist fertiggestellt.

Der Neubau, der sich an einen vorhandenen Silo angliedert, kam auf dem Meere abgewonnenes Land zu stehen. Die Gründungen mußten daher 11 bis 12 m tief bis auf den dort anstehenden Felsen abgeteuft werden. Der Aufbau besteht aus 35 kreisrunden Zellen von 6,1 m Durchmesser und 27,5 m Höhe; ihr Inhalt beträgt je 760 m³. Die 28 Zwickel zwischen diesen Räumen haben noch je 182 m³ Inhalt. Insgesamt beträgt also der Fassungsraum etwas über 30 000 m³.

Der Neubau besteht vollständig aus Eisenbeton; die zylindrischen Silozellen werden von einer gemeinschaftlichen Kuppel überdeckt. Um den Bau möglichst schnell ausführen zu können, sah man davon ab, den Silo im ganzen einzuschalen, bediente sich vielmehr beweglicher Schalungen, die dem Fortgang des Baues entsprechend hochgezogen wurden. Auf den Gründungen wurden zunächst die Schalungen in 1,2 m Höhe aufgebaut, die an 112 eisernen Ständern aufgehängt wurden. Ein Trupp Arbeiter brachte den Beton in die Formen ein, während ein zweiter Trupp die Schrauben, an denen die Schalung aufgehängt war, bediente. Besondere Trupps waren außerdem mit dem Stampfen des Beton und dem Herstellen der Eisenbewehrung beschäftigt. Es wurde in mehreren Schichten durchgehend gearbeitet. Der tägliche Baufortschritt betrug 1,8 m in 24 Stunden. So schnell wie der Beton eingebracht wurde, wurden auch die Schalungen mit den auf ihnen stehenden Arbeitern hochgeschraubt, so daß niemals mehr als 8 bis 10 cm freier Raum über dem Beton in der Schalung vorhanden war. Dadurch daß die Schalung in Bewegung gehalten wurde, wurde auch vermieden, daß der Beton an ihr anhaftete. Von einem über der Schalung hängenden Gerüst aus ebneten die Arbeiter den frischen Beton ein. Auf diese Art wurde erreicht, daß, als die Betonierungsarbeiten beendet waren, nur noch ein oberer Kranz von 1,2 m Höhe eingeschalt war, während die Säule der einzelnen Zellen darunter in 26,2 m Höhe fertig und ausgeschalt dastand.

Am 6. September 1 Uhr nachts wurde mit dem Einbringen des Betons begonnen, und am 21. September mittags war die Arbeit beendet. In diesem Zeitraum von 15½ Tagen waren 3350 m³ Beton eingebracht worden. Am 26. September nachmittags wurde dann mit dem Aufbau der Kuppel über den Silozellen begonnen; diese Arbeit war am 5. Oktober morgens beendet. Gleichzeitig wurde neben dem Silo ein 45 m hohes Betriebsgebäude errichtet, das ebenfalls in Rutschschalungen erbaut wurde; hierbei wurden noch 640 m³ Beton verbraucht.

Leider enthält die Quelle, die für die vorstehende kurze Schilderung benutzt worden ist[1]), keine Angaben über die Art des für den Bau verwendeten Zements. Die Schnelligkeit, mit der die Schalungen hochgezogen wurden, dürfte aber nur möglich gewesen sein, wenn dabei ein hochwertiger Zement verwendet wurde, der schon innerhalb kurzer Zeit die nötige Festigkeit erlangte, um sich und mindestens einen Teil der von der Schalung, dem frisch eingebrachten Beton usw. herrührenden Belastung zu tragen. Aus der Höhe der Schalung — 1,2 m — und dem täglichen Baufortschritt — 1,8 m — ergibt sich, daß der frisch geschüttete Beton schon nach 16 Stunden freigelegt und der Beanspruchung durch die genannten Lasten ausgesetzt wurde. Wk.

[1]) Concrete and Constructional Engineering, März und April 1924.

Neue Untersuchungen über die Eigenschaften von Portlandzement.

Bericht von Thaddeus Merriman, New York. Engineering News-Record 1924, 23. Oktober, S. 669.

Der Zweck der Untersuchungen war, solche charakteristische Unterschiede verschiedener Portlandzemente ausfindig zu machen, welche durch die übliche Normenprüfung nicht zum Vorschein kommen.

Zunächst wurde das unterschiedliche Verhalten der Zemente gegenüber Zuckerlösungen studiert. Jeweils 100 g 15 vH Zuckerlösung wurden zwei Stunden lang mit zehn Gramm Zement geschüttelt. Nach erfolgter Filtration wurden 25 cm³ des Filtrates mit ½ normaler Salzsäure (und Phenolphthalein als Indikator) titriert. Die verbrauchte Menge Salzsäure in m³ (= M) stellte ein Maß für die Menge Kalk dar, welche durch die Zuckerlösung aus dem Portlandzement herausgelöst worden war. M wurde daher als die „Löslichkeit" des Zementes in der angenommenen „Standard-Zuckerlösung" angesprochen. Die Zahl variierte für die 500 untersuchten verschiedenen Zementproben ziemlich stark und wuchs bis zu 30 cm³ Salzsäure an. Mit zunehmender Schütteldauer zeigte sich je nach der Zementprobe anfangs ein mehr oder weniger steiler, später flacherer Anstieg der verbrauchten Menge Salzsäure.

Bei Variation der Menge Zement und gleichbleibender Schütteldauer wurden für verschiedene Brände deutlich verschiedene Funktionswerte der „Löslichkeit" erhalten.

Durch chemische Analyse wurde nachgewiesen, daß die verbrauchte Menge Salzsäure tatsächlich dem in Lösung gegangenen Kalk entsprach.

Diese Kalkmenge ist um so geringer, je älter der Zement ist, je mehr also der Kalk im Zement selbst (durch Kohlendioyd aus der Luft) gebunden wird.

Die Methode dürfte ein Urteil darüber zulassen, bis zu welchem Grade ein Zement als Treiber anzusehen ist, während die Normenprobe nur anzeigt, ob es sich überhaupt um einen Treiber handelt oder nicht.

Weitere Versuche bezweckten das Studium der charakteristischen Eigenschaften verschiedener Zemente bei Anwendung immer des gleichen Wasserzusatzes von 43 vH. Dieser Prozentsatz entspricht etwa der Praxis und verbürgt außerdem weitgehende Unabhängigkeit der Ergebnisse von den persönlichen Faktoren des Experimentators, die ja bei trockeneren Mischungen eine so große Rolle spielen. Der Mörtel wurde morgens bis zum Überlaufen in die Zugformen gefüllt und abends abgestrichen. Die Körper wurden am anderen Morgen entschalt und bis zur Prüfung in Wasser gelagert.

Bis zum Alter von etwa 28 Tagen zeigten die Zementproben mit der größten Kalklöslichkeit des Zementes in Zuckerlösung (vgl. oben) die höchsten Zugfestigkeiten. Sie werden aber dann von denen mit geringerer „Löslichkeit" beträchtlich überholt.

Schließlich wird der Vorschlag gemacht, die „Löslichkeit" des Zementes herabzusetzen durch Behandeln des Klinkers oder des gemahlenen Gutes mit Kohlensäure. Damit würde gleichzeitig ein homogeneres Produkt erzielt werden und man könnte die Zusatzmenge von Gips geringer halten.

Über weitere Untersuchungen dieser Art soll später berichtet werden. Dr. Zimmermann, Ludwigshafen a. Rh.

Einfluß der Lagerung von Zement auf seine Eigenschaften.

Bericht nach Engineering News-Record 1924, Vol. 92, Nr. 22, S. 931.

Über den Einfluß der Lagerung von Zement auf seine Eigenschaften liegen die Ergebnisse von Versuchen vor, die im Structural Materials Research Laboratory unter Leitung von Prof. Abrams über eine Zeitdauer von 5 Jahren angestellt worden sind. Die unter verschiedenen Bedingungen und in Proben von 360—550 kg gelagerten Zemente wurden zunächst zwei Jahre z. T. im Laboratorium (Kellergeschoß im Lewis-Institut), z. T. in einer Bauhütte aufbewahrt. Nach Ablauf der 2 Jahre kamen sämtliche Proben zur Lagerung ins Laboratorium. Für die Lagerung der Zemente wurden im allgemeinen Baumwollsäcke, bei einer Serie Papiersäcke verwendet; bei einer weiteren Serie wurden die geschlossenen Säcke mit einer dünnen Lage hydratisierten Kalkes und Portlandzementes überdeckt. Bei Beginn der Lieferung, ferner nach 3 Monaten, 6 Monaten, 1 Jahr, 2 und 5 Jahren wurden Beton- und Mörtelprobekörper zur Vornahme von Festigkeitsprüfungen nach 7, 28 Tagen, 6 Monaten, 1 Jahr und 2 Jahren hergestellt. Insgesamt wurden an 1250 Betonkörpern und 1300 Mörtelkörpern Druckproben vorgenommen und 500 gemischte Prüfungen durchgeführt. Die Hauptergebnisse der Versuche wurden wie folgt zusammengefaßt:

Ein bemerkenswertes Nachlassen der Festigkeit war namentlich bei kleinen Mengen gelagerten Zementes festzustellen. Der Verlust war am größten bei dem in der Bauhütte gelagerten Zement. Im allgemeinen war die Betonfestigkeit des ein Jahr und länger in der Bauhütte gelagerten Zementes ungefähr 80 vH derjenigen des im Laboratorium aufbewahrten Zementes.

Die Abnahme der Festigkeit war größer in den 3 ersten Monaten der Lagerung als in späteren 3monatlichen Perioden. Z. B. ergab sich bei den 28-Tage-Proben aus dem in der Bauhütte gelagerten Zement nach den ersten 3 Monaten der Lagerung eine Abnahme der Festigkeit von 35 kg/cm², nach den nächsten 3 Monaten eine solche von 18 kg/cm². In den späteren 3monatlichen Perioden wurden noch geringere Festigkeitsabnahmen beobachtet.

Untersuchungen an Zement, der in Behältern zur Lagerung kam, zeigten bei den 7- und 28-Tage-Proben ein Festigkeitswachstum nach viermonatlicher Lagerung; bei längerer Lagerung nahm die Festigkeit ab, jedoch ging sie nach 1½jähriger Lagerung des Zementes nicht unter die Festigkeit des frisch gemahlenen Zementes herab.

Der Einfluß der Lagerung auf die Festigkeit des Zementes zeigte sich namentlich bei den Anfangsfestigkeiten, was besonders bedeutsam ist. 3 Monate in der Bauhütte gelagerte Zemente ergaben:

bei den 7-Tage-Proben 73 vH der Festigkeit des frischen Zementes
„ „ 28- „ 75 „ „ „ „ „ „
„ „ Proben von 6 Monaten und 2 Jahren
84 vH. der Festigkeit des frischen Zementes

Die Durchschnittsfestigkeit war:

nach dreimonatlicher Lagerung des Zementes in der Bauhütte 80 vH der ursprünglichen Festigkeit
nach 6 Monaten . . . . . 72 „ „ „ „
„ 1 Jahr . . . . . . 60 „ „ „ „
„ 2 Jahren . . . . . 46 „ „ „ „
„ 4½ Jahren . . . . 45 „ „ „ „

Die Papiersacklagerung hatte keine wesentlich anderen Ergebnisse als die Tuchsacklagerung bei einer Lagerungsdauer bis zu 4½ Jahren.

Der mit Portlandzement und hydratisiertem Kalk überdeckte in Stoffsäcken gelagerte Zement hielt etwas besser als der Zement bei gewöhnlicher Sacklagerung, jedoch nicht soviel, daß sich die Kosten für eine solche Lagerungsart rechtfertigen.

Es war kein wesentlicher Unterschied in den Ergebnissen an den Betonproben 1 : 5 und an den Normenmörtelproben 1 : 3 festzustellen.

Die Bindezeiten nehmen bis zu einer Lagerungsdauer von 1— Jahren zu; später nehmen sie ab. Z. B. vor der Lagerung des Zementes: Abbindebeginn nach 4½ Stunden, Abbindeende nach 8 Stunden. Nach 1jähriger Lagerung des Zementes: Abbindebeginn nach 7 Stunden, Abbindeende nach 12 Stunden.

Die Normalkonsistenz des Zementes wird durch eine Lagerung bis zu 2 Jahren nur wenig beeinflußt.

Es scheint, daß die Zementverschlechterung durch die Lagerung der Aufnahme atmosphärischer Feuchtigkeit zuzuschreiben ist, die eine teilweise Hydratation bewirkt.

Bei bis zu einjähriger Lagerung des Zementes bildete sich nur eine geringe Menge von Knollen, die weich und leicht zerdrückbar waren; nach zweijähriger Lagerung waren die Knollen sehr hart. In der Bauhütte gelagerter Zement bildete 30—75 vH Knollen, diese wurden bei Anfertigung der Versuchskörper ausgeschieden.

Probekörper aus 7 Jahre gelagertem Zement ergaben Festigkeiten von 30 vH der ursprünglichen Festigkeit, solche aus dem aus den Knollen bereiteten Zement 35 vH der Festigkeit des von den Knollen befreiten Zementes, d. h. 10 vH der ursprünglichen Zementfestigkeit. Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Der Einfluß des Frostes auf Schmelzzement (Ciment fondu).

Nach Engineering Nr. 3039 vom 20. 3. 24, S. 393.

Um den Einfluß der Kälte und des Frostes auf Erstarren und Erhärten des Schmelzzementes kennen zu lernen, wurden im vergangenen Winter verschiedene Versuche ausgeführt. Man fand dabei, daß eine Erhöhung der Normaltemperatur (die mit 18° bis 30° C angenommen wurde) zu einer Verlängerung der Erstarrungszeit des Schmelzzementes führte, während eine Erniedrigung der Normaltemperatur unter 0° anscheinend keinen Einfluß auf diesen Vorgang hat. Probewürfel, die bei normaler Temperatur hergestellt waren, 24 Stunden lang in dieser, hernach in einer Temperatur von 0° verblieben, ergaben unter verschiedenen Versuchsbedingungen dieselben Resultate wie Probewürfel, die bei normaler Temperatur hergestellt wurden. Andererseits zeigen Probewürfel, die an freier Luft bei 0° gemischt und hernach 24 Stunden lang in Wasser getaucht wurden, im Vergleich mit den unter normalen Verhältnissen hergestellten und aufbewahrten Probekörpern eine ganz geringe Festigkeitsabnahme.

Das Erstarren des Schmelzzementes erfolgt unter Erzeugung einer beträchtlichen Wärmemenge, was natürlich bei Verwendung als Beton, bei kaltem Wetter, einen großen Vorteil bietet. Wenn der Beton nämlich bei einer Temperatur über 0° C gemischt und während der ersten 4 oder 5 Stunden auf dieser Temperatur gehalten werden kann, nimmt die Erhärtung ihren normalen Verlauf, da die erzeugte innere Wärme dem Einfluß des äußeren Temperaturabfalles entgegenwirkt. Ist andererseits aber die Kälte so streng, daß der Beton während des ersten Erstarrens nicht auf einer Temperatur von 0° gehalten werden kann, so tritt eine Verzögerung der Erstarrung ein. Da Beton kein guter Wärmeleiter ist, geht die Temperaturabnahme dieses Materials im allgemeinen nur sehr langsam vor sich. Infolgedessen wird normalerweise die innere Wärme in Erscheinung treten, bevor die Masse bis auf Gefriertemperatur abgekühlt ist. Unter sehr ungünstigen Verhältnissen (sehr strenge Kälte) wird dies durch Verwendung heißen Wassers beim Mischen des Betons ohne weiteres erreicht. Im Gegensatz dazu dauert das Erstarren bei aus Portlan

zement hergestelltem Beton so lange, daß die Gefriertemperatur noch vor Erreichung stabiler Verhältnisse eintritt und die spät auftretende innere Wärme nur mehr geringen Einfluß haben kann. Versuche mit Portlandzementbeton zeigen, daß die höchste Temperatur im Inneren des Materials innerhalb 3—6 Tagen erreicht wird, statt wie beim Schmelzzement in wenigen Stunden. Aus diesem Grunde würde natürlich niedrige Lufttemperatur einen größeren Einfluß auf den Portlandzement ausüben.

Weiter versuchte man, um den Gefrierpunkt der Betonmischung zu erniedrigen, Chemikalien, wie Chlorcalcium und Kochsalz zuzusetzen (wie man es auch bei Portlandzement versucht hat). Doch ist dies bei Schmelzzement nicht empfehlenswert, da das Abbinden derart verzögert wird, daß die Festigkeit des Betons noch in den ersten Tagen sehr gering ist.

Die rapide Wärmeerzeugung im Innern des Schmelzzementes ist natürlich für Arbeiten bei kalter Witterung eine wertvolle Eigenschaft, die den gewöhnlichen Zementen fehlt und auf der bekanntlich auch alle Verfahren beruhen, welche eine Fortsetzung der Betonierungsarbeiten während der kalten Jahreszeit gestatten. In vielen Ländern ist man gezwungen, einen großen Teil der Betonarbeiten unter strenger Kälte auszuführen, und es wurden bereits, um allen unliebsamen Überraschungen begegnen zu können, verschiedene ausgearbeitete Betonierungsverfahren empfohlen, welche die Unternehmer wohl freudig begrüßen werden. E. H.

Eignung von unreinem Wasser für Betonmischungen.

Von Duff A. Abrams, Professor an der Materialprüfungsanstalt des Lewis-Instituts in Chicago. Concrete vom Juni 1924, S. 241/242.

Die Materialprüfungsanstalt des Lewis-Instituts in Chicago hat gegen 6000 Festigkeitsproben mit Portlandzementbeton im Alter von 3 Tagen bis $2^1/_3$ Jahren durchgeführt, um den Einfluß unreinen Anmachwassers auf die Festigkeit des Betons zu untersuchen. 68 Sorten Wasser sind benutzt worden, darunter See-, Laugen-, Sumpf-, Bergwerks- und Mineralwasser, Wasser mit städtischen und gewerblichen Abgängen, Kochsalzlösungen, zu Vergleichen auch frisches und destilliertes Wasser. Die bekanntlich sehr schädlichen zuckerhaltigen Wässer sind dabei nicht herangezogen worden. Entgegen der allgemeinen Anschauung haben die meisten Wässer sich als brauchbar erwiesen, vermutlich, weil die Menge der schädlichen Verunreinigungen immer nur gering war. Unter 85 vH wurde die Festigkeit nach 28 Tagen nur herabgedrückt durch saure Wässer, Kalkgrubenwässer aus Gerbereien, Abwässer von Farbenfabriken, kohlensäurehaltige Mineralwässer und Wässer mit mehr als 5 vH Kochsalz. Geruch oder Farbe des Wassers sind keine Merkmale der Untauglichkeit; es gaben z. B. stark riechende Wässer mit Schlachthofabgängen, Brauerei- und Seifenfabrikabwässer, Pumpwässer aus Kohlen- und Gipsgruben keine Einbuße an Festigkeit, Sumpfwässer, Wässer bis zu 1 vH Schwefelgehalt, Gas- und Getreide-Waschwässer nur unerheblich geringere Festigkeiten gegen frisches oder destilliertes Wasser.

Kochsalzzusätze zum Beton beim Arbeiten bei Frost sind zu verwerfen, denn 5 vH Kochsalz erniedrigen den Gefrierpunkt des Wassers nur um 3° C, die Festigkeit des Betons aber um 30 vH.

Die Betonmischungen mit allen Arten unreinen Wassers zeigten eine Erhöhung der Festigkeit mit zunehmendem Zementanteil. Bei Mischungen 1 : 5 und 1 : 4 stieg die Festigkeit nach 28 Tagen um je 1 vH mit je 1 vH Zementzugabe. Keine der Mischungen mit unreinem Wasser bestand die Normen-Kochprobe schlecht. Die Normalsand-Mörtelproben 1 : 3 mit unreinen Wässern zeigten von 3 Tagen bis zu $2^1/_3$ Jahren Zug- und Druckfestigkeiten ähnlich denen der entsprechenden Betonproben. Auch die Abbindezeit wurde durch die Verunreinigungen des Wassers nicht beeinflußt.

Dagegen verringerte ein größerer Wasserzusatz sowohl bei reinem wie bei unreinem Wasser deutlich die Festigkeit des Betons. 1 vH mehr Wasser kommt 1 vH weniger Zement gleich. Schon eine verhältnismäßig geringe Erhöhung der Wassermenge gibt eine größere Abnahme der Festigkeit als durch das schmutzigste der gewöhnlich benutzten Anmachwässer. Es bestätigt sich also auch hier wieder die so oft betonte Wichtigkeit der richtigen Menge des Anmachwassers.

Neuheiten in der Zementfabrikation.

Bericht nach „Le Ciment“ vom März 1924, S. 67.

Die Herstellung von Schmelzzement bei etwa 200° im Kupolofen oder Wassermantelofen erforderte sehr viel Brennmaterial und die Abgase waren höchstens imstande, die Vorwärmer auf 300° zu erhitzen.

Nach einem Patent der „Société l'air chaud“ Nr. 147163 gelang es, die Vorwärmer auf 800° zu bringen unter Anwendung einer Reihe von Rekuperatoren und einer Art von Hochofen mit einem Abfluß für die reduzierten Metalle und einem solchen für Schlacken und Zemente.

Nach Patent Nr. 555 557 von Kunze und Soller verbindet man die Fabrikation des Zementes mit derjenigen von SO_2, indem man z. B. (ohne Hinzufügung von Kohle) Gips mit gepulvertem Eisen, Sand und Ton erhitzt; man erhält SO_2 und Zement; Frittung genügt. Man kann sogar unterhalb der Sintertemperatur arbeiten und erhält ein den granulierten Hochofenschlacken analoges Produkt. Gute Ergebnisse erzielt man auch mit folgender Mischung: 100 Teile Gips, 7 Teile Pyritrückstände, 2½ Teile Kohle, 9 Teile Sand, 6½ Teile Ton.

Patent Nr. 560372 (1922) empfiehlt für die Hochofenzemente weniger als 10 vH Klinker zu verwenden, dafür aber etwa 15 vH Gips und das Ganze sehr fein zu mahlen.

Nach Loescher (Belgien), Patent Nr. 561 064 fügt man der Schmelzzone des Hochofens Tonschiefer, Abfallbauxite und dgl. zu, um die Zusammensetzung des Schmelzzementes zu erhalten. Man kann auch Schlacke mit Bauxit, Kalk und Kohlegrus zusammenmahlen und im Drehofen erhitzen.

Bertoye (franz. Patent Nr. 555 875) schlägt vor, Ton zu entwässern, und in der Hitze mit Salzsäure in amorphe Kieselsäure und Aluminiumchlorid zu zerlegen. Unter Wiedergewinnung der Salzsäure wird Tonerde abgeschieden und nach guter Durchmischung mit Kalk und mit der Kieselsäure geschmolzen.

Die Gewinnung von Magnesiumchlorid zur Herstellung von Magnesiazementen kann nach einem Patent von M. Francis Land durch Glühen von Dolomit bei 1400°, Herauslösen des Kalkes mit Salpetersäure und Lösen des Magnesiumoxydes in Salzsäure erfolgen.

Nach Clerc und Nihoul kann bei der Regeneration des Solvayammoniakes Magnesiumchlorid erhalten werden, wenn man teilweise Magnesiumhydroxyd statt gelöschten Kalkes verwendet.

Dr. L. Zimmermann, Karlsruhe.

Umfassende Zementuntersuchungen

sollen auf Betreiben der Beratungskommission des amerikanischen Handelsdepartements vom Standardbureau in Gemeinschaft mit dem Verein der Portlandzementfabrikanten angestellt werden.

Das vorläufige Programm für die Arbeiten, das in der Zeitschrift „Engineering News-Record“ 1924, Vol. 92, Nr. 17, Seite 725 veröffentlicht wurde, enthält folgende Punkte:

1. Studium der Literatur über die Zusammensetzung von Zement.
2. Betrachtung verwandter Probleme, die auf Herstellung und Verwendung von Zement Bezug haben.
3. Experimentelle Untersuchungen.
   - A. Studien an reinen Verbindungen, wie sie im Zement vorkommen. Herstellung der wichtigsten dieser Verbindungen in kleinen Mengen aus reinen oder relativ reinen Stoffen. Sie sollen
     1. petrographischen Untersuchungen,
     2. chemischen Analysen,
     3. Untersuchungen über das Verhalten bei der Hydratation,
     4. weiteren chemischen und physikalischen Untersuchungen unterzogen werden, zu dem Zwecke, die Ergebnisse anderer Forscher zu kontrollieren, Ausgangspunkte für weitere Untersuchungen zu gewinnen, und unser Wissen über das chemische und physikalische Verhalten der Zementkomponenten zu erweitern.
   - B. Studien der Verunreinigungen bei sinngemäßer Wiederholung des Programms unter A, wobei besonders herausgegriffen werden sollen die in Handelszementen vorhandenen Verunreinigungen (MgO, Fe_2O_3, Na_2O usw.). Ihre Wirkung auf die Bildung der Zementverbindungen und auf deren hydraulische Eigenschaften soll studiert werden.
   - C. Herstellung von Zementen im Experimentierofen. Untersuchungen wie unter B; besonders sollen in kleinen Drehöfen die Verbindungen in größeren Mengen hergestellt werden, so daß den petrographischen und chemischen Studien noch hinzugefügt werden können Untersuchungen über die Güte der Zemente, die Mörtel- und Betonfestigkeit und die Einwirkung zerstörender Agentien (Alkalisalze, Seewasser, Torfböden usw.).
   - D. Studien in Zementfabriken. Man hofft aus der dort gegebenen weiten Verschiedenheit in der Zusammensetzung und in den physikalischen Eigenschaften der Rohmaterialien Vorteile zu ziehen für das Studium der Wirkung dieser Verschiedenheiten auf die Eigenschaften des fertigen Zementes. Die Untersuchungen sollen den oben angegebenen Richtlinien folgen, jedoch noch weiter ausgedehnt werden auf die genaue Beobachtung der die Güte der Zemente beeinflussenden Faktoren und Bereitungsmethoden wie auch auf ein breites und ins Einzelne gehendes Studium der Zemente in ihren verschiedenen Anwendungsgebieten.
   - E. Studium der hydraulischen Eigenschaften der Zemente und der katalytischen Erscheinungen.
   - F. Studium des Wertes der Zemente für die Betonbereitung. Untersuchungen über das Verhalten der Spezialzemente beim Beton in Verfolgung der jüngsten Entwicklung auf diesem Gebiet. Anstellung von Festigkeitsuntersuchungen, Wetterbeständigkeitsuntersuchungen und Untersuchungen über chemische Angriffe.

Zur Durchführung der Untersuchungen werden vom Standardbureau und vom Verein der Portlandzementfabrikanten je 6 Ingenieure und Chemiker gestellt werden.

Dr. Hummel, Karlsruhe (Baden).

Straßenuntersuchungen in den Vereinigten Staaten.

Von A. T. Goldbeck, Vorstand der Versuchsabteilung der obersten Bundesstraßenbaubehörde.

Proceedings of the American Society of Civil Engineers, April 1924. 37 Seiten einschl. 26 Zeichn. und Abbild. und 3 Zahlentafeln.

Die oberste Bundesstraßenbaubehörde der Vereinigten Staaten hat rd. 300 000 km Bundesstraßen zu bauen und mit Rücksicht auf die dafür erforderlichen Riesensummen sich veranlaßt gesehen, umfangreiche Versuche über die für die wirtschaftlichsten Bauweisen maßgebenden Verhältnisse, zum Teil gemeinsam mit anderen Körperschaften an verschiedenen Stellen, hauptsächlich aber auf ihrem Versuchsfeld in Virginia und ihren Versuchsstraßen in Californien durchzuführen.

Für die Versuche sind reiche Mittel aufgewendet worden, bis zu 122 Varianten für eine Versuchsreihe. Bei den Bodenuntersuchungen ist neuartig die Bestimmung des Wassergehalts im Boden und der ausgeschwemmten schwebenden Teilchen durch Ausschleudern. Für die Stoß- und die Abnutzungsversuche sind besondere Maschinen verwendet worden, die hinsichtlich der Bereifung, der ungefederten und der gefederten Last und der Wucht (Beschleunigung) den Verkehrsverhältnissen sich anpassen ließen. Zum Messen dienten ausgeglühte kupferne Stauchzylinder von 12 mm Höhe unter Pressen, die mit ihrer Kopfplatte bündig in die Straßenoberfläche eingebaut waren, ferner Meßhebel 1 : 100, teils einzeln, mit Aufzeichnung der Bewegungen auf berußten Glasplatten und mikroskopischer Ausmessung, teils in Reihen zu zwanzig mit elektrisch angetriebenem Schreibband, letztere insbesondere für die Durchbiegungsmessungen an den Fahrbahnkanten mit Meßgenauigkeiten von 0,002 mm.

Bemerkenswert ist aus den Ergebnissen: Die Zusammendrückungen des Untergrundes verhalten sich bei gleicher Einheitslast wie die Quadratwurzeln aus den Druckflächen. Lagen von feuchtem Sand, unter einer Einzellast von 540 kg ergaben eine größte Pressung von 1,4 kg/cm² bei 15 cm Sandstärke, 0,8 kg/cm² bei 30 cm, 0,14 kg/cm² bei 60 und 0,06 kg/cm² bei 90 cm Sandstärke mit einer Verteilung der Last nach jeder Richtung hin auf 25, 35, 60 und 100 cm. Eine Einzellast von 1800 kg wird durch eine Betondecke von 20 cm Stärke und 6 m² Fläche fast gleichmäßig mit 0,03 kg/cm² verteilt.

Ein Hindernis von 25 mm Höhe erzeugt bei 25 km Stundengeschwindigkeit eine Stoßlast bei Vollreifen bis zum 7 fachen, durchschnittlich bis zum 4 fachen, bei Luftreifen bis zum $1^3/_4$ fachen, durchschnittlich bis zum $1^1/_4$ fachen der ruhenden Last.

Die größten Zugspannungen entstehen längs der Fahrbahnkante an der Unterseite, längs der Winkelhalbierenden zwischen Kante und Querfuge an der Oberseite. Die Biegungslinien zeigen kurze Wellen, die Bewehrung muß also genügend eng sein. Der Widerstand steifer Straßendecken wächst mit nahezu der zweiten Potenz der Dicke. Zementbeton der Mischung 1 : 3 : 6 zeigt 60 bis 80 vH des Widerstandes von Beton der Mischung 1 : 1½ : 3. Asphaltbetonüberzüge wirken kaum stoßdämpfend. Bei gleichem Verhältnis der Bewehrung sind dünne Eisen in geringen Abständen wirksamer als starke Eisen in großen Abständen.

Im allgemeinen haben die Zementbetonstrecken mit Bewehrung (9 von 13) mehr Risse und Sprünge gezeigt als die unbewehrten, vermutlich infolge zu geringer Dicke und ungenügender Bewehrung bezüglich Stärke und Gleichmäßigkeit. Eine Kreisring-Zementbetonstraße von 60 m Durchmesser hat durchschnittlich nur 3 mm Abnutzung ergeben nach 70 000 Rundläufen bei 110 kg Belastung auf 1 cm Reifenbreite und 32 km Stundengeschwindigkeit, davon die letzten 10 000 Rundläufe mit zwei Rädern mit Bremsketten. Eine Kreisring-Asphaltbetonstraße von 55 m Durchmesser mit verschiedenen zusammengesetzten Abschnitten hat bei 30 000 Rundläufen eines Drei-Tonnen-Wagens bis 28° C Lufttemperatur keine Anstände ergeben, nach weiteren 19 000 Rundläufen in größerer Wärme aber so starke Schäden gezeigt, daß die Fortsetzung der Versuche aufgegeben werden mußte, wobei die Verschiebungen in der Decke immer unter den äußeren Rädern begannen. N.

Versuche über die Abnutzung von Betonstraßen.

Auszug aus einem Bericht von F. H. Jackson und J. T. Pauls, Ingenieure des Bundesstraßenamtes der Vereinigten Staaten, Concrete vom Juli 1924, S. 30—31.

Das Bundesstraßenamt der Vereinigten Staaten hat 1½ Jahre lang Versuche über die Abnutzung von Betonstraßen angestellt auf einer besonderen Versuchsstraße in Kreisform von 186 m Umfang mit 62 Probestrecken von je 1,20 m Breite und 3 m Länge. Über diese Strecken lief 300000 mal auf derselben Bahn ein Kraftwagenrad mit Vollgummireifen und 1350 kg Belastung mit einer Geschwindigkeit von 35 km in der Stunde; dies entspricht dem Verkehr von rd. 1,5 Mill. 2-Tonnen-Kraftwagen (1 t = 900 kg), da nach sorgfältigen Beobachtungen über die Verkehrsverteilung auf 5,40 m breiten Straßen 10 vH auf eine Radbreite von 15 cm kommen. Neben der Bahn des obengenannten Rades liefen 50000 mal ein gleiches Rad mit Gleitschutzketten und eines mit flachen Gummireifen. Hinsichtlich der Abnutzung sind die folgenden wichtigen Versuchsergebnisse zu verzeichnen: Kiesbeton ist im allgemeinen gleichwertig mit Steinschlagbeton. Kies aus runden Teilen ist gleichwertig mit Kies, der ganz oder zum Teil aus eckigen oder gebrochenen Teilen besteht. Kleine Mengen schaliger Teile im groben Gemengteil des Betons verursachen außerordentliche und ungleiche Abnutzung. Hochofenschlacke ist brauchbar, wenn sie ein Betongewicht von mindestens 1100 kg/m³ ergibt. Große Mengen leichter poriger Hochofenschlacke im Beton verursachen außerordentlich starke Abnutzung, etwas günstiger wirkt feinere Schlacke. Kupfer- oder Bleischlacken sind genügend brauchbar. Schlacken- und Steingrus ist im allgemeinen kein geeigneter Ersatz für natürlichen Sand im Beton. Grobe Sande und grobe Ersatzgemengteile sind widerstandsfähiger als feine Sande. Weder die Bruch- noch die Scherfestigkeit des Betons ist ein Maßstab für den Widerstand gegen Abnutzung. Ein mäßiger Zusatz von hydraulischem Kalk zum Beton hat keinen Einfluß auf die Abnutzung. Eine fettere Mischung von Zement zu Sand als 1 : 2 verbessert den Beton nicht mehr erheblich; eine magerere Mischung verschlechtert ihn merklich. Weder besonders trockne noch besonders nasse Mischung wirkt anders als mittlere Verhältnisse. N.

Bauvorschriften für Betonstraßen in Nordamerika.

Von C. C. Mason, Ing.-Ass. in Marion (Indiana), Concrete vom September 1924, S. 103/104.

Streng gleichmäßige Zusammensetzung des Betons ist das Haupterfordernis für eine Betondecke gleichen Widerstandes. Die Mischung 1 : 2 : 3 ist die übliche mit so wenig Wasser, daß es für die Weiterverarbeitung des Betons eben genügt, maschinelle Mischung wenigstens eine Minute lang und Verteilung binnen einer halben Minute durch Schaufeln, nicht durch Rechen, auf angenäßtem Untergrund. Nach dem Profilieren durch Vor- und Zurückziehen einer Schablone wird der Beton durch Maschinen oder von Hand gestampft und dann mit einer metallenen Handwalze von 1,8 m Länge, 30 cm Dmr. und 33 kg Gewicht quergewälzt, bei Straßenbreiten bis zu 6 m zweckmäßig mit Deichsel-, bei größeren Breiten mit Seilzug. An heißen Tagen kann sofort, an kalten nach 30 bis 40 Minuten gewalzt werden. Das Walzen wird in Abständen von 15 bis 20 Min. so lange wiederholt, bis kein Wasser mehr austritt. Die einzelnen Walzbahnen übergreifen sich 60 cm. Nach dem Walzen wird die Betondecke mit Segeltuch- oder Gummigurten von 15 cm Breite, die wenigstens 60 cm länger sind als die Straßenbreite, zweimal abgerieben, das erste Mal in kräftigen Strichen von 30 cm Länge mit geringer Verschiebung in der Längsrichtung der Straße, das zweite Mal unmittelbar nach dem Auftrocknen des ausgetretenen Wassers in 10 cm langen Strichen mit stärkerer Seitenverschiebung. Die Ränder werden nach 25 mm Halbmesser, die Stoßfugenkanten nach 10 mm Halbmesser mit besonderen Werkzeugen abgerundet. Die richtige Profilierung wird mit 3 m langen Richtscheiten nachgeprüft, die in der ganzen Länge aufliegen müssen, insbesondere auch beiderseits der Stoßfugen. Während der Erhärtung wird die Betondecke zuerst einen Tag lang mit naß gehaltener grober Leinwand, die je 30 cm über die Ränder hinausragt, abgedeckt, hierauf 20 Tage lang 8 cm hoch mit Stroh oder 5 cm hoch mit Erde, die stets naß gehalten werden. Wagerechte Strecken können zwischen Erddämmchen 5 cm hoch 20 Tage lang unter Wasser gesetzt werden. Bei Verwendung von Chlorcalcium zum Feuchthalten sind 2 kg Pulver auf 1 m² nötig. Ausdehnungsfugen mit Asphaltfilzeinlage in voller Höhe und Asphaltverguß kommen an das Ende jeder Tagesstrecke und werden durch 2 cm starke Eisendübel in je 1 m Abstand gesichert, die je 60 cm in den Beton eingreifen und auf der einen Seite durch Papierumkleidung verschieblich gehalten werden. Die laufende Bewehrung erreicht gewöhnlich 2 kg auf 1 m².

Bei Frostgefahr werden die Betongemengteile erwärmt. Auf gefrorenem Boden wird niemals betoniert. N.

Einfluß der Bewehrung und der Untergrundverhältnisse auf die Rißbildung bei Betonstraßen.

Bericht nach Engineering News-Record 1924, Vol. 93, Nr. 19, S. 743.

An einer von dem United States Bureau of Public Roads, Washington D. C., hergestellten $2^1/_2$ Jahre in Benutzung befindlichen Betonversuchsstraße wurde eine Reihe von Beobachtungen gemacht, aus denen Schlüsse über die Abhängigkeit der Rißbildung von den Untergrund- und Bewehrungsverhältnissen gezogen werden konnten. Außerdem waren interessante Beobachtungen zu verzeichnen bezüglich der wasserhaltenden Eigenschaften des Straßengrundes und deren Beziehungen zu den Volumenveränderungen des Untergrundes.

Es wurde festgestellt, daß ein Untergrundmaterial mit einem hohen Lehmgehalt nicht allein während des nassen Wetters einen hohen Feuchtigskeitsgehalt erreicht, sondern auch für die trockene Jahreszeit bedeutende Mengen Feuchtigkeit zurückhält. Nach Laboratoriumsuntersuchungen besitzt ein lehmhaltiger Boden ein hohes Feuchtigkeitsäquivalent. Ein Untergrund mit einem hohen Sandgehalt erreicht keine hohe Feuchtigkeit, indessen ist festgestellt worden, daß ein Untergrund, der vornehmlich sehr feinen Sand enthält, eine hohe Kapillarität besitzt, und daß infolgedessen häufig bei solchen Bodenverhältnissen freies Wasser zwischen der Straßenplatte und dem Untergrund anzutreffen war.

Lehmhaltiger Boden schwillt und schrumpft zusammen, je nachdem Feuchtigkeit hinzutritt oder weggeht. Die Wirkung dieser Volumenveränderungen im Untergrund ist, daß beim Schwellen zunächst der Rand der Straßenplatte emporgehoben wird, während beim Schwin-

den des Bodens der Rand der Straßenplatte seiner Unterstützung beraubt wird. Die Folge davon ist, daß die Straßenplatte, die auf diese Weise bald als einfacher Träger auf 2 Stützen, bald als Kragträger wirkt, unter der Einwirkung des Verkehrs in Straßenmitte zerbricht. Längsrisse in einer Straßenplatte weisen immer auf einen unstabilen Untergrund hin, sei es, daß dieser selbst nicht genügend tragfähig ist, sei es, daß er bedeutende Volumenveränderungen unter dem Einfluß wechselnden Feuchtigkeitsgehaltes erfährt. Straßenplatten auf solchem Untergrund sollten immer eine Längsfuge in Straßenmitte erhalten. Außerdem ist beobachtet worden, daß bei einem Untergrundmaterial, das mehr als 10 vH Volumenveränderungen erfährt, eine Lage von grobkörnigem Material über diesem Untergrund seine Tragfähigkeit erhöht, indem sie die Wirkung der Volumenveränderungen des Untergrundes mäßigt.

Reine Betonplatten reißen infolge von Temperatur- und Feuchtigkeitsveränderungen in Abschnitten von 12—18 m quer durch. Eine glatte Oberfläche des Untergrundes vergrößert die Entfernungen dieser Querrisse, eine Verstärkung der Betonplatte indessen ändert an dieser Entfernung der Risse nichts. Die längsbewehrten Pflasterungen entwickeln ebenfalls Querrisse, deren Zahl, Entfernungen und Größe von einer Reihe von Faktoren abhängig sind. Wenn die Längsbewehrung nicht kontinuierlich fortläuft, sondern durch Fugen unterbrochen wird, sind Risse in kürzerer Entfernung als 9 m von jeder Fuge nicht zu erwarten, und wenn der Bewehrungsprozentsatz in einem angemessenen Verhältnis zu der freien Länge der Bewehrung steht, kann diese Entfernung der Risse von den Fugen auf 18 m vergrößert werden. Die Lage der Risse ist beeinflußt durch die Festigkeit des Betons, die Rauhigkeit des Untergrundes, den Bewehrungsprozentsatz und die freie Länge der Bewehrung. Wenn die Entfernung der Fugen weniger als 2 mal so groß gemacht wird wie die Strecke, innerhalb derer ein Riß auftreten kann, so können Ausdehnungsrisse gänzlich vermieden werden. Wird die Entfernung zwischen den Fugen jedoch vergrößert, so wird ein Riß in einem Abstand von 9 bis 18 m von jeder Fuge zu erwarten sein und der entstehende Zwischenraum wird in entsprechend großen Intervallen reißen. Bei einer Erhöhung des Bewehrungsprozentsatzes sind relativ feine, engliegende Risse zu erwarten; wird der Bewehrungsprozentsatz erniedrigt, so sind die Eisen zu unterbrechen, damit sich in entsprechenden Abständen Risse bilden können. Drahtgewebeeinlagen sind in gleicher Weise zu unterbrechen. Ein zu hoher Prozentsatz der Längsbewehrung bringt eine neue Gefahr mit sich. Die Straßenplatte wird dann durch eine große Zahl engliegender, feiner Risse durchkreuzt, also in lauter schmale Querbalken aufgelöst, die nun unter der Wirkung des Verkehrs reißen.

Nach den Beobachtungen an den längsbewehrten Platten ist die Unterlassung der Anordnung von Ausdehnungsfugen eine zweifelhafte Sache. Bei längsbewehrten Straßenplatten sollte der Entwurf Ausdehnungsfugen in Abständen von 15 bis 30 m vorsehen und eine Bewehrung anordnen, die eine Rißbildung innerhalb dieses Zwischenraumes verhindert. Eine andere Methode, die vielleicht befriedigender ist, der gegenüber aber wieder andere Einwendungen vorgebracht werden können, ist die, den Beton fortlaufend herzustellen, jedoch die 12 oder 25 mm starke Bewehrung an solchen Stellen zu unterbrechen, wo eine Rißbildung unter der Wirkung der Volumenveränderungen der Straßenplatte erwünscht ist.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe i. B.

Verbesserte Bauart gegliederter Talsperren.

Von Fred A. Noetzli in San Franzisco, Californien.
Mit 31 Zeichnungen und 1 Tafel.
Proceedings of the American Society of Civil Engineers, August 1923 bis März 1924.

Gegenüber der großen Knickgefahr hoher Mauerpfeiler und der unzuverlässigen Wirkung dazwischen gespannter Gurtbogen empfiehlt der Verfasser doppelwandige Strebepfeiler mit lotrechten Aussteifungszwischenwänden und Einzelsteifen in den Zwischenfeldern und liegende Gewölbe, 45° bis 50° gegen die Wagerechte geneigt, in Korbbogenform, der Stützlinie angepaßt, alles in Eisenbeton.

Die Vorteile seiner Strebepfeilerform sieht der Verfasser in folgendem:

1. Die Strebepfeiler können infelge der **I**-Form der Säulenteile vollkommen knicksicher hergestellt werden.

2. Sie gestatten infolge der größeren Knicksicherheit höhere Beanspruchungen.

3. Sie ermöglichen eine gute Ausnutzung der Bewehrung infolge des großen Abstandes der äußeren Drahteinlagen.

4. Sie bedürfen keiner Zwischenversteifung durch Gurtbogen und werden dadurch besonders bei großen Höhen wesentlich billiger.

5. Sie gestatten eine Anpassung der Abstände an die örtlichen Verhältnisse und deren Vergrößerung bis 25 m.

6. Sie geben eine größere Sicherheit sowohl bei normaler Belastung als in außergewöhnlichen Fällen wie z. B. bei Überflutung der Krone oder Schäden an den Gewölben oder Pfeilern.

7. Sie haben bei richtiger Bauart und verläßlicher Gründung mindestens 4 bis 5-fache Sicherheit gegen 2-fache bei Vollmauern und widerstehen auch zuverlässig dem Eisdruck, wie Ausführungen in 1500 bis 2400 m Seehöhe bewiesen haben.

Die Ausführung ist sicher und wirtschaftlich bis 60 m Höhe möglich, der Betonbedarf ein Viertel gegen Vollmauern, so daß auch bei doppeltem Einheitspreis 50 vH Baukostenersparnis bleibt neben dem geringeren Grundaushub, der kürzeren Bauzeit und dementsprechend geringerer Hochwassergefahr. Auch die Möglichkeit wirkungsvoller architektonischer Ausgestaltung ist größer.

Die Tafel und 4 Zeichnungen zeigen den amtlich genehmigten Entwurf für eine 63 m hohe und 396 m lange 22-bogige Talsperre. Die Strebepfeiler haben 18 m Mittenabstand, 0,45 bis 1,70 m starke Seitenwände mit 2,40 m lichter Weite, also 5,80 m Gesamtbreite am Fuße, 0,4 m starke Aussteifungszwischenwände in 12 m Abstand und 0,4/0,4 m starke Einzelsteifen in der Mitte dazwischen in 7,5 m Höhenabstand. Die Gewölbe sind 48° (10 : 9) gegen die Wagerechte geneigt und 0,4 bis 1,8 m stark. Die Betonmischung der Gewölbe ist 1 : 2 : 4, der Strebepfeiler 1 : 2 ½ : 5. Die Bewehrung besteht durchweg aus runden Stahldrähten mit Haken an beiden Enden, in den Strebepfeilern gekreuzt, lotrecht und gleichlaufend mit den Gewölben, 12 und 18 mm stark mit 45 cm Abstand und 10 cm Entfernung von der Außenfläche, in den Gewölben innen und außen 12 und 18 und 24 mm stark mit 60 cm Abstand und 6 cm Entfernung von der Außenfläche, an den Widerlagern mit Verstärkungsdrähten von 36 mm Stärke. N.

„Die Straßen von morgen."

Unter dieser Überschrift bringt die französische Zeitung „Journée industrielle" vom 6. Juni 1924 einen Bericht über eine Versuchsstraße aus Beton, die in Bry-sur-Marne erbaut wird. Diesem Bericht ist folgendes zu entnehmen:

Die Versuchsstraße umfaßt 12 Abschnitte, von denen jeder eine andere Decke enthält. Die Vereinigung der Syndikate der Kalk- und Zementfabrikanten von Frankreich hat vor einiger Zeit eine Betonstraßen-Studiengesellschaft gegründet, deren Aufgabe in erster Linie sein soll, Versuchsstraßen zu schaffen. Es handelt sich hierbei um die Anordnung verschiedener Arten von Betondecken, die es gestatten, die Widerstandsfähigkeit der einzelnen Abschnitte bei gleichem Verkehr zu studieren und zu vergleichen, um auf diese Weise die beste Art der Deckung zu finden.

Die erste dieser Versuchsstraßen ist nun nahezu vollendet. Es handelt sich um die Provinzstraße Nr. 20 von Paris nach Noisy-le-Grand, von der ein Abschnitt von 1400 m Länge bei Bry-sur-Marne für den Betonbau freigemacht wurde.

Die Hälfte der Versuchsstrecke wird aus fast flüssigem Beton hergestellt, die andere Hälfte erhält einen Beton, der viel weniger reich an Wasser ist.

Der erste Abschnitt aus weichem bis flüssigem Beton ist wieder in 6 Teile geteilt, von denen jeder eine andere Arbeitsweise aufweist. Fünf von diesen Unterabteilungen werden mit der amerikanischen Maschine Lakewood gestampft, und zwar

1. mit Fuge und Beton, mit Süßwasser angemacht,
2. ohne Fuge mit Beton, mit Süßwasser angemacht,
3. ohne Fuge mit Beton, mit Salzwasser angemacht,
4. mit Fuge und mit Beton, bei dem die harten Porphyrsteine durch Kalksteine ersetzt werden,
5. ohne Fuge mit Kalksteinen,

die 6. Unterabteilung wird ohne Fuge von Hand gestampft.

Der zweite Abschnitt enthält gleichfalls 6 Unterabteilungen:

1. mit Fuge und Beton, mit Süßwasser angemacht, eingewalzt,
2. ohne Fuge mit Beton, mit Süßwasser angemacht, eingewalzt,
3. ohne Fuge mit Beton, mit Salzwasser angemacht und eingewalzt,
4. mit Fuge und Beton, der mit pneumatischen Stampfern gestampft wird,
5. ohne Fuge mit Beton, der mit pneumatischen Stampfern gestampft wird,
6. ohne Fuge mit Beton, bei dem die Porphyrsteine durch Kalksteine ersetzt sind.

Man wird also 12 Bedeckungsarten von verschiedenem Beton prüfen. In einem Jahre will man jedem Unterabschnitt Proben entnehmen und prüfen, in welcher Weise jede Bedeckungsart dem Verkehr Widerstand geleistet hat. Ebenfalls will man das Profil der Straße jeder Unterabteilung studieren, um dasjenige zu bestimmen, welches die geringste Veränderung aufweist.

Die amerikanische Maschine, die im ersten Abschnitt verwendet wird, bewegt sich längs zweier Schienen, welche die zu betonierende Straße einfassen. Ein erstes Stück, eine Art Schiene, welche die Form des auszuführenden Profils hat, verteilt den von den Arbeitern auf die Straße gebrachten Beton gleichmäßig. Hinter dieser Schiene stampft eine Maschine den Beton. Ein breiter Riemen, der durch eine Vorrichtung hin und her bewegt wird, glättet schließlich den Beton.

Die Lebensdauer der Betonstraßen wird nach den amerikanischen Erfahrungen auf 15 Jahre geschätzt, während die chaussierte Straße nur zwei Jahre hält. Von Vorteil ist weiterhin ihre Dichtigkeit und ihre Form. Die Wölbung der Mitte beträgt nur $^1/_{75}$ der Breite anstatt $^1/_{40}$ bei chaussierten Straßen. Das flache Profil genügt für den Abfluß des Wassers. Betonstraßen sind also sehr flach, was für den Kraftwagenfahrer und auch für den Radfahrer angenehm ist.

Als Nachteil der Betonstraßen muß hervorgehoben werden, daß ihr Preis höher sein wird als derjenige chaussierter Straßen,

ferner daß man die zu betonierende Straße während der Herstellung auf eine Dauer von mindestens 21 Tagen sperren muß. Man sucht zurzeit nach Mitteln, um diese Zeit zu vermindern und diesem Nachteil zu begegnen. W. P.

Große Betonierungsanlage für Trinkwasserfilter in Buffalo.

Concrete vom Juli 1924, S. 4/5 mit 4 Abb.

Bei der neuen Filteranlage für Buffalo war der Einbau von rd 42000 m³ stark bewehrtem Beton unter der Erdoberfläche vorzusehen. Gewählt wurden zwei Kabelbahnen mit 240 m Spannweite, deren 4 Türme aus Eisenfachwerk von 26 m Höhe und 18 Tonnen (je 900 kg) Tragfähigkeit auf Gleisen an den Längsseiten der Baustelle laufen und deren Förderkübel mit 4 m³ Beton 12 t (je 900 kg) wiegen. Die Betonmischanlage, 16×8,5 m groß und 15 m hoch, liegt an der Stirnseite der Baustelle mit rd 230 m³ Vorratbehältern und 2 Mischern von je 1,15 m³ Inhalt, die stetig in einen Füllrumpf arbeiten, so daß die Förderkübel schnell und unabhängig vom Gang der Mischer beschickt werden können. Benzinlokomotiven befördern die 3 Förderkübel auf Plattformwagen, zur Beschleunigung des Umlaufs einzeln, zu den Kabelbahnen, wo sie von den Kranhaken an drei Henkeln gefaßt werden. Zur Entleerung dienen Bodenklappen. Ein Arbeitsgang dauert 5, bisweilen 10 Min, die höchste Tagesleistung war 580 m³. Die Anlage hat bis jetzt 30 000 m³ Beton zufriedenstellend bewältigt. Unzuträglichkeiten haben sich nur bei unaufmerksamer Bedienung ergeben, wenn die riesig großen und schweren Kübel an die Schalung stießen und sie natürlich zerstörten. N.

Eisenbetonpier aus an Land vorher fertiggestellten Teilen.

Daß man in Amerika Betonbauten der freien Einwirkung des Meerwassers nur dann aussetzen zu dürfen glaubt, wenn die wesentlichsten Teile des Bauwerkes vorher an Land hergestellt worden und völlig erhärtet sind, geht aus der Beschreibung des Baues eines Marinepiers in Bremerton in Engineering News-Record Nr. 11 Vol. 92. 1924 hervor. Bei uns hat man bekanntlich dem in Seewasser zur Erhärtung kommenden Beton vielfach noch Traß zugesetzt und damit die Abbindezeit unter dem Einfluß des Seewassers noch künstlich verlängert. Die Ausführung des Eisenbetonpiers ist auch in anderer Beziehung bemerkenswert.

Der Pier besteht aus Querjochen, die aus je 3 zylindrischen Pfeilern gebildet werden. Die Pfeiler sind durch Querträger verbunden und auf diesen ruht die Fahrbahn, eine Eisenbetonplatte mit Längsrippen. Die Pfeiler sind aus 2 oberen Eisenbetonzylindern und einem unteren glockenförmig erweiterten Teil aus Eisenbeton zusammengesetzt, deren Hohlraum mit Beton ausgefüllt wurde. Mit der gewählten Konstruktion und Ausführungsart sollten nachstehende Vorteile erreicht werden:

1. Der Beton hat die Möglichkeit, völlig abzubinden und zu erhärten, bevor er mit Seewasser in Berührung kommt.
2. Bessere Beschaffenheit des Betons, weil das Gießen in Tagesschichten unabhängig von den Tiden erfolgt.
3. Die Eisenbewehrung kann genauer nach der Schablone verlegt und in ihrer Lage leicht und sicher festgehalten werden.
4. Das Abbinden des Betons erfolgt auf festen und unnachgiebigen Unterstützungen unter Vermeidung der durch praktisch unvermeidliches Setzen hoher Schalungen entstehenden Unzuträglichkeiten.
5. Durch das vorherige Gießen der Teile ist es möglich, dem Beton die für Seewasser wünschenswerte Undurchlässigkeit zu geben.
6. Das vorherige Gießen der Teile erfordert keine Pfahlwand zur Unterstützung der Schalung.
7. Die Ausführungszeit wird um 2 Monate abgekürzt.
8. Die Kosten der Schalung und des Einbringens der Eisenbewehrung werden wesentlich eingeschränkt.

Die Eisenbetonzylinder erhielten einen Durchmesser von 1,35 m und eine Wandstärke von 0,15 m, die in der Mitte des Glockenteiles auf 0,33 m stieg. Der Eisenbetonquerträger wurde in zwei Hälften, jede aus zwei Stücken bestehend, hergestellt und in 0,90 m Abstand von Mitte zu Mitte verlegt. Die Trägerstücke waren je 10,8 m lang, 1,8 m bis 3,3 m hoch und 0,30 m stark. Der Zwischenraum zwischen beiden Trägerhälften wurde später mit Beton ausgefüllt zugleich mit Herstellung der Eisenbetonplatte der Brückenbahn. Träger und Zylinder sind dadurch miteinander verbunden worden, daß die Bewehrungseisen der Zylinder in den mit Beton ausgegossenen Zwischenraum hineingeführt sind. Um die fertigen Balkenhälften beim Aufbringen zu stützen und im richtigen Abstand zu halten, wurde in den Zylinderkern ein Dübel aus Eisenfachwerk eingesetzt, der 2,1 m in den mit Beton ausgegossenen Zwischenraum hineinragte. Obwohl die fertig aufgebrachten Hälften den größten Teil der Last zu tragen bestimmt waren, wurde Vorsorge getroffen, daß der mittlere Teil durch tiefe Nuten an der Innenseite der fertigen Balkenhälften und durch Verbinden der Bügelhaken zwischen beiden Teilen zum Mittragen herangezogen wurde. Die Längsbalken der Brückenbahn waren als kontinuierliche Träger konstruiert. Alle vorher fertiggestellten Teile wurden auf einem Platz in ungefähr 450 m Entfernung vom Pier, mit welchem ein kleiner Arbeitskai durch ein 105 m langes Normalgleis verbunden war, gegossen. Die Zylinder- und Glockenteile wurden auf dem Platze gegossen, die Balken zu beiden Seiten des Gleises. Ein weiteres schmalspuriges Parallelgleis diente dem Materialtransport, während auf dem Hauptgleis ein Lokomotivkran die Bewehrungseisen und Schalungen für die Herstellung der Bauteile und die fertigen Balken zum Verladekai beförderte. Der Beton wurde in einem schwimmenden Mischer hergestellt und in zwei 0,75 m³ Kübel geladen, die auf einem Schmalspurwagen montiert waren.

Glockenteile und Zylinderteile wurden vertikal gegossen, dann in horizontale Lage gedreht und auf dem Platz gelegt, wo sie verbunden wurden und erhärteten. Die äußeren Schalungen für die Zylinder und Glocken bestanden aus 5 mm Stahlblech mit Flacheisen und Winkeln verstärkt. Die inneren Schalungen für die Zylinderteile wurden aus Mittelpfosten und eingehängten radialen Streben hergestellt derart, daß sie sogleich frei wurden, wenn der Derrikkran die Mittelpfosten anhob. Die innere Schalung der Glocke bestand aus einem Stück mit einer vertikalen Fuge, die durch Keile und Riegel geschlossen wurde, und zwar aus rauhen Brettern mit Eisenblech. Trotz der großen Berührungsfläche ließen sich diese Schalungen leicht abstreifen und konnten mit einem Ölüberzug versehen wiederholt verwendet werden. Die Spiralbewehrung der Zylinder wurde im ganzen aufgestellt, dann die Vertikalstäbe innerhalb der Spirale eingesetzt und nach deren Verbindung mit den Spiralen die Formen, alles durch den Derrikkran. Um eine gute Umhüllung der Bewehrungseisen durch den Gußbeton zu erzielen, wurde die Stahlform während des Betonierens mit Lufthämmern bearbeitet. Zur Beschleunigung des Erhärtens des Betons wurde das am Tage geleistete während der Nacht mit Dampf erwärmt. Die Zylinderformen und die äußere Glockenform wurde am Tage nach dem Gießen entfernt. Die Zylinder wurden, wenn sie 24 Stunden alt waren, die Glockenteile nach 45 bis 72 Stunden durch den Kran umgestürzt und nach einem Platz gerollt, wo sie miteinander verbunden wurden. Trotz des etwa 23 t betragenden Gewichtes der Glockenteile von 3,9 m Dmr. und 0,15 bis 0,33 m Wandstärke soll bei dieser Behandlung nicht ein einziger Biegungsriß an den Stücken entstanden sein. Das Verbinden der Zylinderteile und des Glockenteiles erfolgte durch besondere Verbindungsstücke derart, daß nach Geraderichten und auf richtige Längebringen der Pfeilerteile die aus den Enden der Zylinderhülsen herausragenden Enden der Bewehrungseisen mit einander verbunden wurden. Um diese Verbindung herum wurde eine Spirale, wie die innerhalb der Zylinderwand befindliche, gelegt, außerdem wurde noch eine zweite von etwas größerem Durchmesser, als der äußere Zylinderdurchmesser, über acht sich gegen die Zylinderwand legende Stabenden geschoben, das Ganze mit einer 7,5 cm starken Betonschicht über der äußeren Spirale umhüllt. Die so verbundenen Pfeiler wurden 30 Tage und länger gelagert und dann nach Bedarf langsam die geneigte Ebene unter Abbremsen mit Tauen hinuntergerollt. Einige ließ man auch frei ins Wasser rollen, ohne daß Beschädigungen entstanden sind.

Die Querträgerhälften wurden neben dem Arbeitskai vertikal auf einer schmalen Plattform von der Form der gewölbten unteren Trägerfläche gegossen, die Längsbalken auf dem Boden längs beider Seiten des Gleises hergestellt. Die Eisenbewehrung wurde auf Rüstungen an einem zentralen Eisenwerkplatz gefertigt und durch den Lokomotivkran in die Schalungen gelegt. Die beweglichen Schalungen wurden nach 12 Stunden entfernt und für die nächsten Balken aufgestellt. Der Beton wurde mittels Kübel durch den Kran gegossen. Alle vorher gefertigten Teile wurden mit Wasser besprengt. Die meisten Querträger wurden erst nach 6 Wochen vom Platze bewegt. Die Gründungspfähle wurden in Gruppen soweit eingerammt, daß die Köpfe etwa 1,2 bis 2,7 oberhalb des Schlammgrundes standen. Alle Pfähle mußten genau gerammt werden, da die fertigen Zylinderhülsen

über die Pfahlbündel passen mußten. Drei Pfähle in jeder Gruppe wurden bis zu einer genau bestimmten Ordinate eingerammt, um die Zylinder zu unterstützen und damit die oberen Enden der Zylinder genau auf die für die Querträgerhälften erforderliche Höhenlage zu bringen. Obwohl vorher erhebliche Bedenken laut geworden waren gegen die Ausführbarkeit dieses Verfahrens, konnte es mit Erfolg durchgeführt werden.

Die Zylinder im Gesamtgewicht von 45 t f. d. Stück wurden durch einen Schwimmkran in vertikale Lage gebracht und über die Pfahlgruppen gesetzt, was ohne Schwierigkeiten und Beschädigungen vor sich ging. Die oberen Enden der Zylinder wurden durch Zangen und Querverstrebungen zwischen provisorischen Pfählen, die vor dem Aufbringen der Zylinder vorbereitet waren, in richtiger Lage gehalten. Die provisorischen Pfähle wurden wieder herausgezogen und mit der Verstrebung bis zur Vollendung der Arbeit immer wieder verwendet. Nach Versetzung der Einzelpfeiler wurde eine Luftschleuse auf den Kopf des Zylinders aufgesetzt, sodann mittels Preßluft der Schlamm herausbefördert, die Innenseiten mit frischem Wasser gereinigt und der Hohlraum des Zylinders unter Verwendung einer Betonschleuse seitlich der Luftschleuse mit Beton gefüllt. Die Zylinder wurden bei Ebbe versetzt, d. h. wenn die oberen Enden der Zylinder 2,1 m unter gewöhnlichem HW lagen. Die vorher angefertigten Querträgerhälften wurden dann mit dem oben erwähnten eisernen Gitterwerkdübel und untereinander verbolzt. Die Längsbalken wurden ebenfalls durch den Schwimmkran bei HW verlegt. Die Fahrbahnplatte und die Zwischenräume, für deren Schalungen die Zylinder die Unterstützung bildeten, wurden durch die schwimmende Betonanlage gegossen. Nachdem die Plattenschalung entfernt und alle Fugen zwischen den vorher gefertigten und den an Ort und Stelle gegossenen Betonteilen sorgfältig gereinigt waren, wurden die Fugen mit Spritzbeton ausgefüllt. Das Zusammenbauen der fertigen Teile mit der gegossenen Platte — seit Versetzen des ersten Zylinders bis zum Einbringen des letzten Betons in die Fahrbahn — erforderte nur 76 Kalendertage. Die Fahrbahndecke wurde in 48 Tagen hergestellt. B.

Flache Eisenbeton-Straßenbrücke in Toronto.

Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 205 m und eine Breite von 8,6 m mit einer Mittelöffnung von 60 m Lichtweite und 7,5 m Pfeilhöhe, deren Scheitel 27 m über der Talsohle liegt. Der Bogen der Mittelöffnung besteht aus zwei Rippen von 40 cm Breite in 2,85 m lichtem Abstand mit einer Bogenplatte dazwischen, im Scheitel 23 cm, an den Kämpfern 53 cm stark, und auskragenden Querträgern von 8,6 m Länge in 3 m Achsenabstand darüber, die die Fahrbahn von 5,5 m Breite, zwei Fußwege von je 1,2 m Breite und die Brüstungsmauern tragen. Die beiden Seitenöffnungen sind je 12 m weit mit 2,75 m Pfeilhöhe, ihre Bogenplatte im Scheitel 23 cm, an den Kämpfern 75 cm stark. Die Zwischenpfeiler sind hohl, ihre Außenwände 40 cm, ihre Fußplatte 75 cm stark. Über den Pfeilern und den Scheiteln der Seitenöffnungen sind die Längstragwände durch Querwände in voller Höhe verbunden. Die Widerlager bestehen auch nur aus dünnen Wänden mit Aussteifungsrippen in Abständen von 3 m und Querriegeln und sind bis zu den Querwänden über den Scheiteln der Seitenöffnungen mit Kies, Sand und Felsbrocken ausgefüllt.

Alle Teile der Brücke bestehen aus hochbeanspruchtem Eisenbeton, nirgends ist Füllbeton verwendet. Die Haupteisen sind 63 mm stark, an den Nähten geschweißt und im Querschnitt um 25 vH verstärkt, um auch an den Stoßstellen die volle Widerstandsfähigkeit zu verbürgen. Die Eiseneinlagen sind besonders genau vorgerichtet und eingelegt, ihre Kreuzungsstellen zur Sicherung der richtigen Lage geschweißt. Gebraucht wurden rd. 1500 m³ Beton und 84 000 kg Stahlbewehrung. Der Beton (Gußbeton) hatte 630 kg Zement auf 1 m³ Sand und 1,5 m³ Kies von 20 mm Korngröße. Die Einzelteile des Bauwerks sind so gleichartig ausgebildet, daß z. B. für die Wandfelder nur drei Formen vorkommen.

Die Baukosten beliefen sich auf 93 000 Dollar, davon 22 000 Dollar für die Stahlbewehrung. (Concrete vom August 1924, S. 55/58 mit 5 Zeichn. und 6 Abb.) N.

Hohle Betonbrückenpfeiler.

Bericht nach Engineering News-Record 1924, Vol. 93 Nr. 19, S. 757.

Zwei Brückenpfeiler einer Straßenbrücke über die 76 m tiefe Schlucht des Dix-River bei Burgin, Kentucky, wurden als hohle, kaminartige Pfeiler ausgebildet. Beide Pfeiler sind auf festen Fels gegründet und haben ⬭ förmigen Querschnitt. Der größere Pfeiler ist ca. 68 m hoch und steht auf einer quadratischen, doppelt bewehrten Eisenbetonplatte von 10,7 m Seitenlänge und 2 m Stärke. Die Abmessungen des Querschnitts dieses Pfeilers sind am Fuß außen 8,5 × 5,5 m mit einer Schalenstärke von 68 cm. Der Pfeilerschaft ist mit einer 13 mm starken Spiralbewehrung und einer 25 bzw. 19 mm starken Vertikalbewehrung versehen, welch letztere in der Fundamentplatte verankert ist. Der kleinere Pfeiler ist 55 m hoch und hat eine quadratische Fundamentplatte von 9 m Seitenlänge und 1,7 m Dicke. Am oberen Ende sind beide Pfeiler im Querschnitt 6,7 × 3,7 m und werden dort durch eine Eisenbetonplatte geschlossen. Die Pfeiler laufen nach der Höhe an und nehmen auch in der Schalenstärke nach oben ab. Die längeren Querschnittsseiten sind alle 13,7 m der Höhe durch bewehrte Querbalken von 30 × 76 cm Stärke verbunden. Quadratische Öffnungen in der Schale an Fuß und Kopf gestatten dem Wasser den Eintritt in die Pfeiler. Das Bemerkenswerte ist, daß die Pfeiler von der Weber-Kaminbau Co., Chicago, nach dem gewöhnlichen Kaminbauverfahren hergestellt wurden, bei Verwendung der Weber-Kaminschalungen, das sind 1,4 m hohe Ringe, von denen immer zwei aufeinander verwendet wurden, die abwechslungsweise mit Beton gefüllt bzw. hochgeschoben wurden. Der Beton wurde von einer 90 m entfernt und 21 m bergauf stehenden Mischmaschine durch Rinnen nach dem Pfeilerfuß geleitet und von dort durch im Pfeilerinnern befindliche Aufzüge emporgezogen. Sämtliche Gerüste waren im Pfeilerhohlraum aufgeführt. Die zweckmäßige Betonmischung wurde durch Vorversuche geklärt. Die vorstehende Abbildung zeigt den zur Hälfte fertiggestellten größeren Pfeiler während der Ausführung.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe (Baden.)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Das neue Patentgesetz in Sowjet-Rußland.

Mitgeteilt vom Patentanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W. 50.

In Sowjet-Rußland ist nach zeitweiliger Aufhebung aller Patentrechte und bisher geltenden Zwischenverordnungen am 15. 9. 1924 ein neues Patentgesetz in Kraft getreten. Die für deutsche Anmelder wesentlichen Bestimmungen sollen hier in Kürze erläutert werden:

Patente werden als Haupt- oder Zusatzpatente für die Dauer von 15 Jahren vom Tage der Veröffentlichung erteilt, wobei dem Erfinder innerhalb eines Jahres vom Anmeldetage ab das alleinige Recht zur Anmeldung von Zusätzen oder Abänderungen der Haupterfindung zusteht. Patente die während der 15jährigen Dauer infolge unüberwindlicher Hindernisse nicht verwertet wurden, können auf besonderen Antrag beim Patentamt bis zu 5 Jahren verlängert werden. Die Anmeldung von Erfindungen durch einen Rechtsnachfolger ist nur statthaft, wenn der Name des wirklichen Erfinders bei der Anmeldung und für alle Veröffentlichungen des russischen Patentamtes erwähnt wird. Anmeldungen und Patente, die diesen Bedingungen nicht entsprechen, können für ungültig erklärt werden.

Ausländer genießen in Sowjet-Rußland denselben Schutz wie russische Bürger, müssen aber dort einen ansässigen Vertreter ernennen.

Für jedes Patent besteht Ausübungszwang innerhalb 5 Jahren vom Tage der Patenterteilung. Bei Nichtausübung können von Interessenten beim Patentamt Zwangslizenzen beantragt werden. Bei absichtlicher Nichtausführung der Erfindung in Rußland kann die Nichtigkeitserklärung des Patentes beantragt werden. Erfindungen, die zur Landesverteidigung geeignet sind, können zugunsten des Staates zwangsweise enteignet werden. Staatliche Unternehmungen können jederzeit Zwangslizenzen beantragen.

Die Anmeldungen werden auf Neuheit vom Patentamt geprüft, wobei die gesamte in- und ausländische Literatur als Vorveröffentlichung gilt. Spätestens nach 18 Monaten vom Datum der Anmeldung an muß die Prüfung beendet sein. Das weitere Verfahren, wie Auslegung, Aussetzung, Einspruch usw. ist dem deutschen Patentgesetz nachgebildet.

Die Patentgebühren werden erst vom Datum der Ausführung des Patentes an erhoben, und zwar beträgt die später steigende Gebühr für die ersten drei Jahre je 5 Rubel.

Patentverletzung kann in Sowjet-Rußland strafrechtlich verfolgt werden, und zwar kann als Strafe bis zu 1 Jahr Zwangsarbeit und einer entsprechenden Geldstrafe erkannt werden.

Als Anmeldeunterlagen wird außer 3 Beschreibungen und 4 Zeich-nungen eine notariell beglaubigte und vom Konsulat legalisierte Vollmacht verlangt. Ferner ist eine Erklärung beizufügen, daß der Anmelder der wirkliche Erfinder ist, oder bei Anmeldungen für den Rechtsnachfolger eine rechtsgültige Urkunde über die Abtretung der Erfindung. Auch bei Angestellten-Erfindungen ist eine Nennung des oder der feststellbaren Erfinder vorgeschrieben.

Für frühere russische Patente gelten folgende Bestimmungen: Alle nicht von der Sowjet-Regierung erteilten Patente haben ihre Gültigkeit verloren. Die Inhaber solcher Patente können jedoch ihre Erfindungen erneut anmelden, wenn die ursprüngliche Anmeldung nach dem 1. 1. 1910 eingereicht wurde. Die abgelaufene Patentdauer des alten Patentes vom Tage der Erteilung bis zum 15. 9. 1924 wird von der allgemeinen 15jährigen Patentdauer abgezogen. Alte Anmeldungen, die bereits bei einer Instanz der Sowjet-Regierung eingereicht wurden, bekommen ihren regelrechten Geschäftslauf beim Patentamt, wobei die neu erteilten Patente vom 15. 9. 1924 ab datieren. Patente die bereits von einer Instanz der Sowjet-Regierung erteilt wurden, behalten ihre Gültigkeit und laufen vom 15. 9. 1924 ab.

Außer Patenten können nunmehr in Sowjet-Rußland auch Gebrauchsmuster und bei gleichzeitiger Patentanmeldung für den gleichen Gegenstand wie in Deutschland Eventualgebrauchsmuster angemeldet werden unter denselben Bedingungen wie in Deutschland. Benötigt werden zur Anmeldung eine Beschreibung in 3 Exemplaren, 4 Zeichnungen, eine beglaubigte und legalisierte Vollmacht und eine Quittung über die Einzahlung der Gebühren.

Haftung der Eisenbahn bei Verlust ganzer Stücke aus offenen Güterwagen.

Von Syndikus Dr. Kurz, Stuttgart, Spezialjuristischer Berater für Eisenbahn-, Post-, Zoll-, Steuer- und Handelsrecht.

Nach § 86 Abs. I Z. 1 der Eisenbahnverkehrsordnung haftet die Eisenbahn nicht bei den Gütern, die nach den Vorschriften dieser Ordnung oder des Tarifs oder nach einer in den Frachtbrief aufgenommenen Vereinbarung mit dem Absender in offenen Wagen befördert werden, für den Schaden, der aus der mit dieser Beförderungsart verbundenen Gefahr entsteht. Jedoch bezieht sich diese Haftbefreiungsgrund nicht auf den Verlust ganzer Stücke. Ein solcher Verlust ganzer Stücke liegt nur dann vor, wenn das betreffende Stück im Frachtbrief als solches aufgeführt ist.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten unter besonderer Berücksichtigung der trägerlosen Pilzdecken. Von Dr.-Ing. H. Marcus. Mit 123 Textabb. (VIII u. 368 S. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. 21 GM.; geb. 21,80 GM.

Das vorliegende Werk hat sich aus einer Arbeit des Verfassers entwickelt, die die Theorie der elastischen Gewebe behandelt und in der Zeitschrift Armierter Beton, Band 12, vom Jahre 1919 veröffentlicht ist. Damit wendet sich Herr Marcus, dem eine große Zahl wertvoller Arbeiten aus dem Gebiete der Baustatik zu danken ist, dem Plattenproblem zu, dessen theoretische Behandlung zwar abgeschlossen ist, dessen Anwendung jedoch nur für ausgewählte Randbedingungen in einfacher Weise gelingt. Im übrigen bereitet die Handhabung des mathematischen Rüstzeuges zumeist große Schwierigkeiten und versagt bei den vielgestaltigen Aufgaben, die das Bauwesen der Gegenwart stellt.

Die Spannungen des zweidimensionalen Problems sind Funktionen der Durchbiegung der elastischen Platte. Die Aufgabe ist daher gelöst, falls das Integral der bekannten Differentialgleichung der Platte $\nabla\nabla\zeta = \frac{p}{N}$ für bestimmte Randbedingungen vorliegt. Die Untersuchung bezieht sich damit im allgemeinen auf die Ermittlung eines analytischen Ausdrucks für die elastische Fläche. Zunächst gelingt Herrn Marcus die Zerlegung der Differentialgleichung vierter Ordnung in zwei Differentialgleichungen zweiter Ordnung mit Hilfe der Summe der Biegungsmomente. Die Gleichungen erhalten damit eine Deutung, die mit den Beziehungen identisch sind, die zwischen Momentenlinie und Belastung eines geraden Stabes und zwischen Momentenverlauf und seiner Biegelinie bestehen. Die von Mohr für den Stab verwertete, zwischen den beiden Problemen bestehende Analogie wird von Herrn Marcus nunmehr auf die Plattenberechnung ausgedehnt.

Zur angenäherten Integration der beiden Differentialgleichungen werden die Differentialquotienten durch Differenzenquotienten ersetzt und damit der Übergang von der elastischen Platte zum elastischen Gewebe im Sinne der Mechanik vollzogen. Die Differenzengleichungen werden für Gewebe mit verschiedener Begrenzung aufgestellt und di für freie Auflagerung des Plattenrandes geltenden Grenzbedingunge eingeführt. Hieran schließen sich ausführliche Rechenvorschriften fü rechteckige, dreieckige und kreisförmige Platten bei gleichförmige Belastung, die durch ausführliche Untersuchungen über den Spannungsverlauf bei Einzellasten, den Einfluß der Querschnittsveränderlichkei und ungleicher Erwärmung ergänzt sind.

Für die Untersuchung statisch unbestimmt gestützter Platten, dere Randbedingungen nicht die Auflösung der Gleichung $\nabla^2 M = \frac{p\,(x, y)}{N}$ zulassen, kann entweder die Lösung der inhomogenen Gleichun durchgeführt werden oder die der statisch bestimmten freien Auf lagerung der Platte zugeordneten Durchbiegungen ζ_0 sind mit Durch biegungen ζ' der Platte zu überlagern, die von äußeren, an den Rändern wirkenden Kräften hervorgerufen werden und die vorgelegten Stützen bedingungen erfüllen. Sie genügen der homogenen Differentialgleichung Herr Marcus gibt die Berechnung für beide Ansätze, beschränk diese jedoch auf eine nach den beiden Achsen der rechteckigen Platt symmetrische Belastung, und zwar gleichförmig verteilte Last und di in der Plattenmitte angreifende Einzellast. Die Randbedingunge gestalten sich am einfachsten für die am Rande eingespannte Platte Ich möchte hierbei der Auflösung der inhomogenen Differenzengleichun vierter Ordnung den Vorzug geben, da die Behandlung der Lösung al statisch unbestimmtes Problem unter Verwendung der für die ringsum freiaufliegende Platte gefundenen Lösung zu wenig übersichtlicher Rechnungen führt. Hierbei ist allerdings zu beachten, daß die vo Herrn Marcus eingeführte Bedingung $\frac{\zeta_i - \zeta_e}{2\lambda} = 0$ für die horizontal Tangente der Biegefläche am Rande eine Annäherung darstellt, di nur bei enger Teilung des Gewebes zulässig ist und sonst zu Fehlern führen kann, die über die üblichen Grenzen hinausgehen. Aus diesem Grunde erscheint mir die Anwendung der von Lévy angegebenen analytischen Approximation für die Lösung der Plattengleichung rech geeignet zu sein, da sie die umständliche Auswertung der Differenzen gleichungen unnötig macht. Die auf dieser Grundlage gewonnenen Ergebnisse benutzt Herr Marcus zu einem Vergleiche mit den der zeitigen amtlichen Bestimmungen für die bei der Berechnung vo

Eisenbetonplatten einzuführenden Momente und stellt hierbei zum Teil erhebliche Differenzen fest. Die gleichen Untersuchungen werden im Anschluß hieran für Platten mit spannungsfreien Rändern durchgeführt, nachdem die Randbedingungen der Differentialgleichung für diesen Fall aufgestellt worden sind. Sie werden durch eine Darstellung der Lösung für nachgiebige Randstützung ergänzt, indem die Nachgiebigkeit der Stützung als Cosinusfunktion der geschätzten Werte der Durchbiegung in Randmitte vorausgesetzt wird.

Die Berechnung der gegenwärtig immer mehr zur Bedeutung gelangenden Pilzdecke wird durch die Behandlung durchlaufender Platten eingeleitet. Der Kernpunkt der Untersuchung ist die mathematische Definition der Stetigkeitsbiegung des über dem Rippengesperre gelagerten Plattensystems. Sie wird mit der bereits erwähnten Annäherungslösung der homogenen Plattengleichung durchgeführt und mit ausführlichen Beispielen dem Leser näher gebracht.

Zur Berechnung der Pilzdecken werden wiederum die Ergebnisse herangezogen, die für die Berechnung des elastischen Gewebes durch Anwendung der Differenzenrechnung bei der Lösung der Differentialgleichung der Platte erhalten worden sind. Die Behandlung einer Pilzdecke mit einer beschränkten Zahl von Stützen erfolgt durch Einführung der Stützendrücke als überzählige Größen und Lösung der Aufgabe im Sinne statisch unbestimmter Aufgaben des linearen Problems. Die Aufgabe vereinfacht sich jedoch, wenn durch die Annahme einer einseitig oder beiderseitig unendlich ausgedehnten Decke diese durch Stützen regelmäßig gelagert ist. Die Vereinfachung des Problems beruht auf der Symmetriebetrachtung der Formänderung, die das Problem außerordentlich vereinfacht. Die Formänderungen und Spannungen am Stützenkopf werden durch Interpolation des elastischen Gewebes am Stützpunkt einer näheren Untersuchung unterzogen.

Zum Schluß behandelt Herr Marcus den Einfluß der Biegungswiderstände der Stützen bei mehrgeschossigen Gebäuden mit trägerlosen Decken und gibt hierfür Annäherungsmethoden unter Bezugnahme auf die Formänderung und die statischen Verhältnisse des Stockwerkrahmens. Der wissenschaftliche Charakter der ausgezeichneten Untersuchung wird durch ein Schlußkapitel unterstrichen, das die mathematische Aufgabe der Gewebetheorie behandelt und in einer Umwandlung der partiellen Differenzengleichungen in totale und in deren rechnerischer und graphischer Auflösung besteht.

Das vorliegende Referat vermag begreiflicherweise nur einen kurzen Abriß des reichen Inhaltes zu geben, der für die gegenwärtige Entwicklung des Eisenbetonbaues erhebliche Bedeutung besitzt. Das Werk wird zur Anwendung der trägerlosen Decke, deren Vorzüge durch Raumgewinnung und bessere Beleuchtung der Gebäude unbestritten sind, wesentlich beitragen. Es wird das Studium des Plattenproblems durch die ausgezeichnete Darstellung der theoretischen Zusammenhänge, die zahlreichen Rechenbeispiele und die beigegebenen Schaulinien von Spannungen und Formänderungen erleichtern und zur Beherrschung des vorliegenden Spannungsproblems und damit zur Ausnutzung der damit verbundenen wirtschaftlichen Möglichkeiten führen. Für diese Förderung schuldet die Eisenbetonindustrie Herrn Marcus Dank. Das Buch wird in Kürze zu dem Werkzeug des wissenschaftlich interessierten im Eisenbetonbau tätigen Ingenieurs gehören und kann jedem zur intensiven Bearbeitung aufs beste empfohlen werden.

Beyer.

Hundert Jahre Architekten-Verein zu Berlin 1824—1924. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1924. Preis geb. in Pappband 7,50 GM.

Anläßlich seiner Hundertjahr-Jubelfeier hat der Berliner Architekten-Verein eine Fest- und Erinnerungsschrift herausgegeben, die neben dem geschichtlichen Werdegang des um die Entwickelung der Baukunst hochverdienten Vereins wertvolle, vorwiegend geschichtliche Beiträge aus den vergangenen Jahrhunderten, und zwar aus dem Hochbau- und dem Bauingenieurwesen bietet. Von letzteren sind besonders erwähnenswert: Der Wasserbau in Norddeutschland 1824 bis 1924 (von Geh. Oberbaurat A. Brandt), Verkehrswirtschaft und Verkehrsmittel Deutschlands seit 1900 (von Staatssekretär Kumbier und Dr. Baumann), Das Verkehrswesen von Groß-Berlin seit 1824 (von Geh. Baurat Dr. Wittig), Der Städtebau von heute (von Geh. Oberbaurat Dr. Stübben). Berliner Hallen- und Dachkonstruktionen (von Reg.-Baumstr. a. D. Dr.-Ing. Sonntag), Die Berliner Häfen (von Geh. Baurat, Stadtbaurat a. D. Dr. Krause), Die Märkischen Wasserstraßen (von Wasserbaudirektor Dr. Lindner), Die Brückenbaukunst, besonders in Berlin und Umgebung (von Kgl. Baurat, Privatdoz., berat. Ing. K. Bernhard), Straßenbrücken über städtische Wasserstraßen bei geringer Bauhöhe (von Reg.-Baurat Dr. Herbst), Der Eisenbahnbau (von Geh. Oberbaurat Mellin) und Die Sicherung des Berliner Bahnverkehrs (von Reg.-Baumstr. a. D. W. Becker). Schon diese kurze Zusammenstellung läßt erkennen, welche Fundgrube für Vertiefung seiner Kenntnisse hier einem jeden Bauingenieur geboten wird, und das um so mehr, als alle einzelnen Aufsätze aus erstklassiger Sachkenntnis heraus von den berufensten Fachvertretern geschrieben sind und somit eine Menge von Können und Wissen in sich schließen, das hier in zusammengefaßter Form geboten wird, meist zudem durch klare Abbildungen eine besondere Erläuterung findet. Recht wertvoll ist auch das Verzeichnis der an den Schinkelfesten seit 1846 gehaltenen Vorträge und der Literaturstellen, an der ihre Veröffentlichungen stattgefunden haben; nicht minder interessant dürfte für viele auch das Verzeichnis der Schinkelaufgaben und der Sieger im Schinkelpreiswettbewerb sein, für Bauingenieure mit dem Jahre 1857 beginnend.

Allen Fachgenossen sei das Werk auf das wärmste zum Studium empfohlen; einem jeden vermag es viel zu bieten!

M. F.

Hochschulkalender der Natur- und Ingenieur-Wissenschaften einschl. Grenzgebiete. Herausgegeben von H. Degener, Dr.-Ing. Harm, Dr. Scharf. Wintersemester 1924. Leipzig-Berlin. Verlag Chemie G. m. b. H. und VDI-Verlag (VIII, 517 S.) 16°. Steif broschiert. 4.— Rm.

Pünktlich zum Semesterbeginn ist die „Winterausgabe" des neuen „Hochschulkalenders der Natur- und Ingenieur-Wissenschaften" erschienen.

Die neue Ausgabe weist gegenüber der vorigen insbesondere dadurch einen ganz wesentlichen Fortschritt auf, daß außer den Universitäten, technischen und landwirtschaftlichen Hochschulen Deutschlands und Deutsch-Österreichs auch die gleichartigen deutschen Institute der Schweiz und der Tschechoslowakei berücksichtigt worden sind. Die Bedeutung der Erweiterung des Programms geht rein äußerlich schon aus dem Zuwachs hervor, den der neue „Hochschulkalender" an Seitenzahlen zu verzeichnen hat; jetzt 517 Seiten gegen 352 Seiten der vorigen Ausgabe.

Auch das ebenfalls stark vergrößerte alphabetische Verzeichnis der gesamten Dozenten — rd 3000 — hat Verbesserungen erfahren. So ist z. B. überall der nicht wesentliche Unterschied zwischen der ordentlichen und außerordentlichen Professur gemacht worden.

So wird auch die neue Ausgabe des „Hochschulkalenders" industriellen Ingenieuren, Chemikern, den wissenschaftlichen Bibliotheken, denjenigen Behörden, die mit der Wissenschaft und der Industrie zu tun haben, im In- und Auslande als brauchbares Handwerkszeug und Nachschlagewerk willkommen sein.

E. P.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Ortsgruppe Brandenburg.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranstaltet zurzeit im Rahmen des Außeninstituts der Technischen Hochschule zu Berlin eine Vortragsreihe über „Neuerungen im Eisenbau". Den ersten Vortrag hielt am 26. Januar 1925 an Stelle des im letzten Augenblick verhinderten Herrn Dipl.-Ing. Rein vom Deutschen Eisenbau-verband Herr Reg. Bmstr. Eisner über „Nomographie im Eisenbau". Der Vortragende führte etwa folgendes aus:

Der Ingenieur denkt anschaulich; seine Sprache ist die Zeichnung. In der Nomographie ist jedoch mit „Zeichnung" ein besonderer, neuartiger Begriff zu verbinden: sie stellt hier nicht Konstruktionsformen dar, die die Form eines beliebigen Gegenstandes starr festlegen, sondern die dargestellten geraden oder krummen Linien vermitteln die Messung eines veränderlichen Vorganges. Sie messen diejenigen Faktoren, die den Ablauf des Vorganges beeinflussen und sind entweder wie Höhenschichtlinien einer Landkarte beziffert oder wie Maßstäbe mit regelmäßigen oder ungleichmäßigen Teilungen versehen; sie werden durch bewegliche Lineale oder verbindende gerade Linien oder ähnliches in Beziehung zueinander gebracht. Jeder Lage des beweglichen Ablesungsinstrumentes entspricht ein bestimmter Zustand, seiner Bewegung eine wechselnde Zustandsfolge. Die Zeichnung ist sonach nicht mehr starr, sie gewinnt Leben. Aber darüber hinaus ist es zweckmäßig, sich die gesamte Zeichnung auf einer elastischen Haut ausgebreitet zu denken, die sich in allen Richtungen beliebig so verzerren läßt, daß z. B. krumme Linien gerade gestreckt werden können und daß in einzelnen Bereichen der Zeichnung, wo man es gerade haben will, durch Maßstabvergrößerung die Genauigkeit beliebig verstärkt werden kann. Auf diese Weise läßt sich im allgemeinen ein Nomogramm jedem gewünschten Zweck anpassen; die äußere Erscheinungsform scheint oft bei flüchtiger Betrachtung eine gänzlich andere geworden zu sein, aber der innere Gehalt, die zwischen den Größen bestehende Beziehung (die geometrische Zuordnung) ist trotzdem die gleiche geblieben. Die Anwendung der Nomographie ermöglicht häufig die Auffindung wirtschaftlichster Lösungen und erspart Zeit und Material.

Diese allgemeinen Ausführungen wurden zunächst durch Beispiele fertiger Tafeln aus den vier Untergebieten des Eisenbaues belegt: 1. Montage (Förderleistung von Kabelkranen; von Dyckerhoff

& Widmann angewandt beim Bau der Breslauer Jahrhunderthalle); 2. Betrieb (Arbeitsaufwand beim Bohren von Löchern in Bleche, Arbeitsleistungsdiagramme); 3. Konstruktionsbüro (Arbeits- und Zeitersparnis bei der Knickberechnung nach den neuen Reichsbahnvorschriften; weder Trägheitsradius i noch die Größe $\frac{l}{i}$ braucht ausgerechnet zu werden; die Knickzahl wird auch für verschiedene zulässige Spannungen unmittelbar erhalten[1]); 4. Kaufm. Büro und Kalkulation (Beispiel aus der Inflationszeit bei schwankenden Löhnen, Materialpreisen, Unkosten und Gewinnanteilen). Die erwähnten allgemeinen Gesichtspunkte wurden bei den nun folgenden Lichtbildern immer wieder betont und von allen Seiten her beleuchtet; der Vortragende wies hierbei darauf hin, daß das Nomogramm einfach und bequem im Gebrauch sein soll. Es ist wichtig hervorzuheben, daß die dargestellte Beziehung sowohl durch eine Formel festgelegt, als auch vollständig empirisch sein kann, wie z. B. bei der Bohrleistung. Einzelheiten findet man im „Bauingenieur 1923, Heft 19/20". Die einfache Form und Genauigkeit der gezeigten Tafeln war oft nur durch Verzerrung erzielt. Eine interessante neue Tafelart ist die gemeinsam mit Dr. Kretschmer entworfene Eisenbetontafel, die in „Beton und Eisen" erscheinen wird. Zum Schluß wurde ein Nomogramm zur bequemen Dachpfettenberechnung gezeigt, erscheint demnächst im „Bauingenieur", und einige neuere Arbeiten von Worch zur Erleichterung bei Berechnungen statisch unbestimmter Systeme, von Böhrig für Knickrechnungen u. a. wurden erläutert.

Im Verlauf der dem Vortrage folgenden kurzen Aussprache wurde angeregt, daß sich die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen der Herausgabe nomographischer Tafeln annehmen möchte.

Am zweiten Vortragsabend am 2. Februar sprach Herr Direktor Erlinghagen von der Friedrich Alfred-Hütte, Rheinhausen, „Zur Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und über die neueren Bestrebungen betreffs Verwendung eines hochwertigen Baustahles". Der Vortragende brachte einen interessanten Abriß der Geschichte des Brückenbaues und zeigte hierbei zahlreiche Lichtbilder. Bereits im Jahre 1779 wurde in England die erste gußeiserne Brücke von 31 m Stützweite gebaut, die noch heute benutzt wird, Deutschland folgte 1796 mit der Brücke über das Striegauer Wasser der Kgl. Eisenhüttenwerke Malapane. In seiner Entwicklung war der Eisenbau eng verknüpft mit der Geschichte seines Werkstoffes, so wurde das Gußeisen infolge der Herstellung von schmiedbarem Eisen und Walzeisen verdrängt, in England etwa um 1830, auf dem Festland um 1850 herum. Der in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts hergestellte „sauere" Bessemer- und Siemens-Martin-Stahl wurde bei uns nur für drei Straßenbrücken in Königsberg angewandt; aus ihm ist aber die berühmte Firth of Forth-Brücke mit 518 m Stützweite errichtet worden. In neuerer Zeit war man dazu übergegangen, für den Brückenbau sehr hochwertige Stahlsorten zu erstreben (die große Straßenbrücke in Köln ist aus Nickelstahl erbaut), und ganz besonders nachdem unsere Ruhrindustrie den schweren Schlag durch feindlichen Überfall einigermaßen überwunden hatte, fanden die Bestrebungen ihren Ausdruck in den Normungsverhandlungen vom Mai 1924, bei welchen die zahlreichen bislang hervorgebrachten verschiedenen Sorten von Baustählen auf vier Güten zurückgeführt wurden. Das deutsche Eisenhüttenwesen wird künftig mehr und mehr auf die Erzeugung von Thomasstahl angewiesen sein, da die für das Siemens-Martin-Verfahren erforderlichen Schrottmassen für die Dauer nicht in genügenden Mengen zur Verfügung stehen dürften; mit Rücksicht hierauf wurde bei den erwähnten Verhandlungen die Normalgüte mit 37 bis 45 kg/mm² Festigkeit der fabrikationsüblichen Thomasstahlgüte entsprechend begrenzt. Die außerdem normierten und im Vergleich zu früher besseren Baustähle haben 42 bis 50 und 44 bis 52 kg/mm² Bruchfestigkeit; sie werden aber wohl hauptsächlich dem Brückenbau dienen, da die im Hochbau auftretenden Schwierigkeiten ihre Anwendung unwirtschaftlich machen können, nämlich hohe Zug- und Druckfestigkeiten bei Vorhandensein von Biegungsbeanspruchungen nicht ausgenutzt werden. Es ist gesagt worden, daß der deutsche Eisenbau einem Wendepunkt seiner Geschichte entgegengehe, wie in den 80iger Jahren des vorigen Jahrhunderts beim Übergang zum Flußstahl. Da aber heute dieses Gebiet wie so manches andere im Gären begriffen ist, konnten auch die Verhandlungen des letzten Mai keine Klärung bringen; die Frage eines allgemein brauchbaren hochwertigen Werkstoffes für den Eisenbau liegt noch in der Schwebe; es ist jedoch zu hoffen, daß der Arbeitsmut unserer Ingenieure auch hier in der Welt vorangehen wird.

Den dritten Vortrag am 9. Februar hielt Herr Oberingenieur Becher von der M.-A.-N.-Gustavsburg über „Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaues". Es ist erst einige Jahrzehnte her, seit die Anwendung von Eisenkonstruktionen eine größere Rolle im Wehrbau spielt; nicht daß die technischen Voraussetzungen hierfür gefehlt hätten, es fehlten in Deutschland auf dem Gebiete des Wasserbaues die Aufgaben. Erst durch die Notwendigkeit, Großschiffahrtswege und Wasserkraftanlagen zu schaffen, wurden dem Eisenbau auch hier große Ziele gesteckt. Der deutsche Ingenieur mußte sich fast sprunghaft auf den Großwehrbau umstellen. Eisenkonstrukteure glauben häufig, daß es sich grundsätzlich um die gleichen Bedingungen handele, ob man eine Brücke von gewisser Stützweite, Fahrbahnbreite und Belastung oder ein Wehr von gleicher Lichtweite, Verschlußhöhe und Wasserdruck zu berechnen hat. Dies trifft aber nur für gewisse Verhältnisse zu und läßt dann allerdings den Bau eines Wehres leichter erscheinen als den einer Brücke, da bei letzterem auch wandernde Lasten und Stöße zu berücksichtigen sind, während die konstruktive Ausbildung von großen Wehrverschlüssen in statischer Hinsicht keine Schwierigkeiten bereitet, sobald man die äußeren Kräfte kennt. Setzt man hingegen eine Schütze, eine Walze oder ein Segment in Bewegung, so ändern die rhythmisch pulsierenden Strömungen des Wassers das ganze Bild der Belastung. Der Wehrbau findet sich mit diesen Erscheinungen durch zweierlei Lösungen ab: entweder gibt man dem Verschlußkörper eine so große Festigkeit, daß er ohne weiteres auch diese Kräfte aufnehmen kann, oder man versucht den umgekehrten Weg zu gehen, indem man ihm eine solche Form verleiht, daß die hydrodynamischen Kräfte keinen großen Zusatz zu den statischen Kräften bedeuten. Der Vortragende gab mit Hilfe vieler Lichtbilder die oft auch überaus schöne Naturaufnahmen boten, umfassendes Material zur Erläuterung der konstruktiven Grundregeln des Wehrbaues wie für die Überwindung besonderer Schwierigkeiten bei Geschiebeführung, Vereisung, Beflößung der gestauten Flüsse (Abdichten durch Kästen, elektrische Heizung, Floßbahnen). Sowohl Schützen wie Walzenwehre haben bereits bedeutende Ausmaße erreicht; das in bezug auf die Staufläche größte Walzenwehr befindet sich in Norwegen und hat eine Lichtweite von 45 m, eine Höhe von 6,5 m. Näher auf die Ausbildung von Segmentwehren einzugehen, war dem Vortragenden wegen der Kürze der Zeit leider nicht mehr möglich.

Wir sind heute leider noch nicht in der Lage, die im Wehrbau maßgebenden Kräfte, welche namentlich von den Überfallsformen des Wassers abhängen, mathematisch einigermaßen genau zu erfassen und bleiben daher auf den Versuch angewiesen. Wir wünschen aber bald über die empirischen Werte hinwegzukommen, und hoffen, daß unsere deutschen Wasserbauversuchsanstalten an den Technischen Hochschulen Entscheidendes zur Lösung der vorliegenden Probleme leisten werden. Auf die Bemerkung des Herrn Dr. Herbst nach dem Vortrage, daß neben dem Walzenwehr das Segmentwehr als starke Konkurrent auftrete, antwortete der Vortragende: Das Segmentwehr ist ein System, das sich den hydrodynamischen Wirkungen sehr leicht gewachsen zeigt und wenig Schwierigkeiten machen wird; soll es aber ganz herausgehoben werden können, so muß es einen hohen Drehpunkt haben, d. h. die Kräfte greifen sehr hoch an und müssen durch Verankerung wieder hinabgeführt werden.

Über den am 16. Februar stattfindenden Vortrag des Herrn Oberingenieur Schellewald von der Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund, „Neuere Montagemethoden im Eisenbau" werden wir seiner Zeit berichten.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Am 21. Januar d. J. hielt Herr Dr. Zimmermann ein Referat über „Hochwertige Zemente" und führte folgendes aus, daß die Entwicklung der Zementindustrie im wesentlichen zur Fabrikation von drei verschiedenen Qualitätsklassen hydraulischer Zemente geführt hat, den gewöhnlichen Portlandzementen, den hochwertigen Zementen und den besonders hochwertigen Spezialzementen.

Die hochwertigen Zemente entsprechen ihrem chemischen Charakter nach den Portlandzementen und werden auch nach der für Portlandzement üblichen Fabrikationsweise hergestellt, mit dem einzigen Unterschied einer sorgfältigeren Aufbereitung des Rohmehls, zuverlässigerer Überwachung der Brenntemperatur und bestmöglicher Vermahlung des Klinkers. Die zurzeit im Handel befindlichen deutschen, hochwertigen Portlandzemente erreichen nicht nur die Güte entsprechender Auslandsprodukte, sondern übertreffen dieselben bereits vielfach.

Der Hauptvertreter der besonders hochwertigen Spezialzemente ist der französische Schmelzzement oder Tonerdezement, welcher neuerdings auch in Deutschland hergestellt wird, soweit es die zur Verfügung stehenden Rohmaterialien zulassen. Die bautechnisch wichtigen Eigenschaften dieses Schmelzzementes, durch welche er allen noch so hochwertigen hydraulischen Bindemitteln anderer Art überlegen erscheint, ist seine hervorragende Beständigkeit gegenüber sulfathaltigem Wasser. Diese beruht auf seiner eigenartigen chemischen Zusammensetzung und Fabrikationsweise, die hinlänglich bekannt sind.

Die Verwendung der hochwertigen Zemente beschränkt sich auf Fälle, welche eine richtige konstruktive Ausnützung der wertvollen Eigenschaften zulassen. Von besonderem Wert sind die hohen Anfangsfestigkeiten, welche durch frühzeitiges Ausschalen Ersparnisse ermöglichen, die die geringen Mehrkosten für den Zement bei weitem aufwiegen. Für Bauten in sulfathaltigem Wasser dürfte der allerdings teuere Schmelzzement das gegebene Baumaterial sein.

Bauausführungen mit hochwertigem Zement sind in Deutschland bereits zahlreich vorhanden. Sie erweisen die Überlegenheit des neuen Baumaterials aufs Beste.

Der Vortrag wurde mit Rücksicht auf das allseitig rege Interesse, das ihm entgegengebracht wurde und wegen der tadellosen Durchführung selbst, mit größtem Beifall aufgenommen.

[1]) Wird im Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen veröffentlicht.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

// DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 10. März 1925 Heft 5

DIE EINLEITUNG DER EMSCHER IN DEN RHEIN.

Von Marinebaurat Prüß, Vorstand des Abwasseramts der Emschergenossenschaft in Essen.

Die Emscher, ein rechtsseitiger Nebenfluß des Rheins zwischen Ruhr und Lippe, umfaßt in ihrem 784 km² großen Niederschlagsgebiet den wichtigsten Teil des Ruhrkohlenbezirks. Etwa 200 über das ganze Einzugsgebiet gleichmäßig verteilte Zechen fördern aus immer größeren Tiefen die Steinkohle zutage, während die sich auf dies Kohlenvorkommen stützende Hütten- und Eisenindustrie zu den aus der Abb. 1 ersichtlichen großen Industriezentren von weltwirtschaftlicher Bedeutung zusammengedrängt ist. In diesen Hochburgen menschlicher Kraftentfaltung mußte die Natur sich vor den

Abb. 1.
Lageplan des Emschergebiets mit den von der Genossenschaft ausgebauten Bachläufen und den von ihr betriebenen Kläranlagen und Pumpwerken.

Abb. 2. Längenschnitt durch die Mündungsstrecke der neuen Emscher vom Rhein bis Oberhausen.

Erfordernissen und der Macht der Technik beugen. Dies hat in besonderem Maße die Emscher an sich erfahren müssen. Einst ein fischreicher klarer Fluß, der bei größeren Niederschlägen in weite Bruchgebiete ausufern konnte, mußte sie in den letzten 50 Jahren Schweres über sich ergehen lassen. Durch Einstürzen der unterirdischen Hohlräume, die beim

Abb. 3. Querschnitt durch das neue Emscherbett an der Mündung vor und nach der Vertiefung im Jahre 1920.

Herausholen der Kohlen entstanden, senkten sich willkürlich bald hier, bald dort große Geländeteile und brachten so den natürlichen Wasserabfluß der Emscher und ihrer Zubringer völlig durcheinander. Die hierbei auftretenden Ausuferungen wurden um so weniger gern gesehen, als auch die Beschaffenheit des Emscherwassers immer unerfreulicher wurde. Die Städte schwemmten allen Unrat in die Bachläufe ab und auch der Bergbau und die Industrie gewöhnten sich daran, lästige Abfall- und Endprodukte in die natürliche Vorflut abzustoßen, wodurch das Wasser vergiftet und alles Leben aus ihm verdrängt wurde. So wurde der Emscher das Schicksal, die „cloaca maxima" des Industriegebietes zu werden. Wie dann die „Emschergenossenschaft" in Essen, eine durch preußisches Sondergesetz vom Juli 1904 zur Vorflutbeschaffung und Abwasserreinigung im Emschergebiet berufene Zwangsgenossenschaft, die Emscher zur zweckmäßigsten Erfüllung dieser Aufgabe ausgebaut hat, darüber ist mehrfach berichtet worden[1]). Die Emscher wurde in ein möglichst gerades, tief in das Gelände eingeschnittenes bzw. durch Deiche zusammengefaßtes Bett gezwängt, so daß auch die größten zu erwartenden Hochwassermengen kein durch die industrielle Besiedlung inzwischen sehr wertvoll gewordenes Gelände mehr überschwemmen können. Von Oberhausen ab führte der ursprüng-

Abb. 4. Die Emscher kurz vor der Einmündung in den Rhein.

liche Lauf der Emscher, wie auf der Abb. 1 als „Alte Emscher" bezeichnet, in das Niederungsgebiet nördlich von Ruhrort und mündete bei Alsum bei km 287 der Rheinstationierung in den Rhein. Um einen intensiven Kohlenabbau mit den dadurc bedingten Bergsenkungen in diesem Niederungsgebiet zu e möglichen, mußte es künstlich in den Rhein entwässert werde Durch einen von der Genossenschaft erbauten 7 km lang Rheindeich wurde ein 3300 ha großes Poldergebiet g schaffen, dessen gesamter Wasseranfall durch ein Pum werk von rd. 3000 PS Maschinenleistung je nach de Rheinwasserstand um 7—15 m gehoben wird. Um nun d aus dem übrigen Emschergebiet kommenden Wassermeng diesem Poldergebiet fernzuhalten, mußte der Emscher dem hochliegenden Gebiet nördlich Hamborn ein 17 k langes, völlig neues Bett gegraben werden, das bei Walsu 2 km unterhalb der alten Emschermündung in den Rh führt.

Im Jahre 1912 wurde die Emscher in dies neue Bett e geleitet. Querschnitt und Längsschnitt der untersten Stre sind aus den Abb. 2 und 3 zu ersehen. Abb. 4 zeigt ein Lic bild dieser Strecke. Für die Höhenlage der neuen Emsch

Abb. 5. Einfluß der neuen Emscher in den Rhein vor dem Umbau

mündung in den Rhein war vom Hochwasser des Rh auszugehen. Bei dem höchsten auf Ord. N. N. + 27,04 zunehmenden Rheinhochwasser, das in der Emschermünd hineinstaut, mußte das höchste zu erwartende Emscherhochwasser bordvoll abgeführt werden können. Das neu auszuhebende Emscherprofil wurde von diesem höchsten Hochwasserspiegel ab nur so tief ins Gelände eingeschnitten, wie die Tiefenlage der zur örtlichen Entwässerung dienenden Seitenkanäle dies unbedingt erforderlich machte. Die Profilbreite ergab sich dann mit dieser Tiefe aus den abzuführenden Was mengen. Die Mittelwassermenge der Emscher beträgt an Mündung z. Zt. rd. 14 m³/s. Das niedrigste Niedrigwa aus dem gesamten Einzugsgebiet von 784 km² wurde bi zu etwa 8 m³/s beobachtet. Dieser geringe Untersc zum Mittelwasser findet seine Erklärung in der großen Fre wasserzuführung zur Emscher. In das Emschergebiet we

Abb. 6. Lageplan der Emschermündung vor dem Umbau.

[1]) Siehe Helbing und v. Bülow, „Der Ausbau der Emscher und ihrer Nebenbäche", Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, Nr. 76. — Prüß, „Die Lösung der Abwasserfrage im rheinisch-westfälischen Industriegebiet" in „Die Wasserkraft", München, 20. Jahrgang, Heft 1 und 2.

aus benachbarten Flußgebieten (Ruhr und Stever) jährlich über 200 Millionen m³ Trinkwasser zur Versorgung der Bevölkerung und der Industrie übergepumpt, die nach Benutzung zum großen Teil in der Emscher zum Abfluß gelangen. Außerdem werden von den Bergwerken etwa 1,5 m³/s Grubenwasser aufgepumpt und in die Vorflut geleitet. Das bisher beobachtete höchste Hochwasser im Sommer 1917 hat an der Mündung 135 m³/s betragen[2]). Das der Profilberechnung zugrunde gelegte höchste Hochwasser kann auf 176 m³/s steigen. Dies entspricht einer Abflußzahl von 225 s/ltr/km² bei einer Größe des Niederschlagsgebietes von 784 km². Bei kleiner werdendem Einzugsgebiet wächst flußaufwärts auch die der Profilberechnung zugrunde gelegte größte Abflußzahl. Es ist gerechnet bei

	700	600	500	400	300	200	100 km²
mit	235	265	300	350	425	500	700 s/ltr/km².

Mit diesen Wassermengen ergibt sich an der Emschermündung das in Abb. 3 dargestellte Querprofil. Im untersten Teil des Profils wird das Mittelwasser und auch das Sommerhochwasser geschlossen abgeführt, so daß die Grasnutzung auf den Bermen und den Böschungen des Hochwasserprofils durch

Abb. 7. Lageplan der neuen Emschermündung in den Rhein.

Abb. 8b. Querschnitt durch die versenkte Rohrleitung.

Abb. 8a. Längsschnitt durch das neue Einleitungsbauwerk.

[2]) Siehe v. Bülow, „Das Sommerhochwasser 1917", Sonderdruck der Emschergenossenschaft Essen.

Sommerüberflutung mit dem verschmutzten Emscherwasser nicht beeinträchtigt wird. Befestigt werden nur die Böschungen bis Mittelwasserhöhe. Die Sohle konnte unbefestigt bleiben, weil durch Einschaltung von Abstürzen die Wassergeschwindigkeit so klein gehalten werden konnte, daß die unbefestigte Sohle nicht angegriffen wird. Die Abstürze brachten weiterhin den Vorteil, daß zur Beseitigung von Senkungsmulden im Flußschlauch infolge örtlicher Bodensenkungen die Emscher nur bis zum jeweilig nächsten Absturz vertieft werden braucht. Für die Durchführung einer solchen Vertiefung im Naßbaggerbetrieb war wieder das Fehlen der Sohlenbefestigung ein besonderer Vorteil. Die unterste Strecke ist auf diese Weise in den Jahren 1919 und 1920 um 2,50 m vertieft worden, wie aus dem Längenschnitt und der Querschnittszeichnung der Abb. 2 und 3 zu ersehen ist.

Das Emscher-Mittelwasser liegt nach dieser Vertiefung der Mündungsstrecke noch etwa 1,80 m über dem Mittelwasser des Rheines, das im Längenprofil der Abb. 3 mit + 20,77 angegeben ist. Bei dem ersten landespolizeilich genehmigten Projekt, bei dem das Emscher-Mittelwasser noch um 2,50 m höher lag, bestand in Hinblick auf die gleichmäßige Wasserführung der Emscher noch die Absicht, dies Gefälle zum Betreiben einer Wasserkraft auszunutzen. Dieser Plan wurde dann aber bei genauerer Durchrechnung als unwirtschaftlich aufgegeben, man ließ das Wasser in dem auf den Plänen der Abb. 5—9 dargestellten Absturzbauwerke von der alten Sohlhöhe auf + 23,45 bis + 19,75 frei zum Rhein herunterfallen. Da naturgemäß Rhein- und Emscherhochwasser nicht immer zusammenfallen, können besonders bei niedrigen Rheinwasserständen und Emscherhochwasser starke Beanspruchungen der Emschermündung auftreten. Bei dem schon erwähnten großen Emscherhochwasser im Jahre 1917 wurden die damals nur leicht abgepflasterten Böschungen des Hochwasserprofils von den in den niedrig stehenden Rhein hinunterstürzenden Wassermengen zerstört. Sie wurden nach Wiederherstellung durch ein schweres Pflaster befestigt und haben den späteren ähnlich starken Beanspruchungen standgehalten. Die Abb. 5 zeigt ein Lichtbild der Emschereinleitung nach Wiederherstellung der Hochwasserböschungen, und Abb. 6 den Lageplan der Emschermündung. Bei der Wiederherstellung des Mittelwasserbettes hat man dann später eine grundlegende Umgestaltung der Einleitung des Emscherwassers in den Rhein vorgenommen, auf deren Bauausführung im folgenden ausführlicher eingegangen wird. Bei der bisherigen Art der Einleitung mischte sich dies stark salzhaltige, mit Giftstoffen reich beladene und tief schwarz gefärbte Wasser nur sehr langsam mit der großen Wassermenge des Rheins, die an der Emschermündung bei Mittelwasser rd. 2000 m³/s beträgt. Das Emscherwasser klebte gewissermaßen am rechten Rheinufer und lagerte die mitgeführten Schlammengen in den Buhnenfeldern ab, wodurch die Rheinfischerei ungünstig beeinflußt wurde. Bei dem im folgenden beschriebenen Umbau der Emschermündung wurde eine wesentlich bessere Vermischung mit dem Rheinwasser dadurch erzielt, daß das gesamte Emscherwasser bis reichlich zur doppelten Mittelwassermenge in 55 m Abstand von der Uferlinie an der Rheinsohle eingeleitet wurde.

Der Entschluß zu diesem schon längere Zeit beabsichtigten Umbau der Emschermündung wurde durch den ungewöhnlich niedrigen Rheinwasserstand im Sommer 1921 veranlaßt. Nach den vorangegangenen Niederschlägen und der ungewöhnlichen Wasserführung des Rheins konnte das Anhalten des Niedrigwassers bis tief in den Herbst hinein erwartet werden. Auf diese Erwartung wurde der Plan und die Art der Bauausführung eingestellt. Es mußten für die einzelnen ineinandergreifenden

Abb. 9. Längsschnitt durch den Hochwasserüberfall.

Abb. 10. Querschnitt und Auslauf der eisernen Rohrleitung.

Bauarbeiten sehr kurze Fristen gestellt werden, die unbedingt eingehalten werden mußten, sollte der ganze Bauplan durch Rückkehr höherer Rheinwasserstände nicht unausführbar werden. Nach dem beschleunigt aufgestellten Entwurf sollte das Emscherbett durch ein massives Wehr abgesperrt (s. Abb. 7) und das ankommende Wasser in zwei seitwärts vom Wehr liegende Rohrleitungen geführt werden, deren Längsschnitt in der Abb. 8 dargestellt ist. Die durch die Rohrleitung abzuführende größte Wassermenge von 30 m³/s füllt das Emscherbett bis zur Ord. + 23,50.

Abb. 11. Montage der doppelten Rohrleitung. Ansicht eines Rohrstoßes mit der Querverbindung zwischen den beiden Rohren.

Auf diese Höhe wurde auch die Wehrkrone gelegt, so daß bis zum höchsten Emscherhochwasser auf + 26,79 eine freie Überfallhöhe von 3,30 m verbleibt bei einer Länge der Wehrkrone von 30 m. Der Wehrkörper selbst ist aus Stampfbeton hergestellt. Mit Rücksicht auf Schlammnester im Untergrund wurde er mit einem an der Oberwasserseite bis + 16,50 hinabreichenden Sporn versehen (s. Abb. 9). An den eigentlichen Überfallkörper schließt sich ein 10 m breites Sturzbett mit 60 cm tiefem Wasserpolster an, das gegen Unterspülung vom Unterwasser aus durch eine eiserne Spundwand gesichert ist. Das Emscher-Mittelwasser wird vor dem Wehr vorbei in geschlossener Rinne dem Einlaßbauwerk zugeführt, das am südlichen Ufer möglichst dicht an den Rhein herangeschoben ist. Bei der Querschnittsberechnung für die Rohrleitung war von der zur Verfügung stehenden Druckhöhe auszugehen. Bei rd 4 m/s Geschwindigkeit können 30 m³/s durch einen Gesamtrohrquerschnitt von 7,6 m² geleitet werden. Unter Annahme eines Doppelkreisquerschnittes von je 2,2 m lichtem Durchmesser und im Mittel 60 m langer Rohrstrecke beträgt hierbei der Reibungsverlust rechnerisch nach den bekannten Methoden (Weißbachsche Formel) rd 42 cm. Zur Beschleunigung des eintretenden Wassers und zur Überwindung der Ein- und Austrittswiderstände sowie für die Umlenkung in den Knicken wurde eine weitere erforderliche Druckhöhe von 1,36 m errechnet, so daß der Gesamtgefällverlust bei 30 m³/s Wasserführung rechnerisch 1,78 m betragen wird. Auf die Berechnungsgrundlagen wird am Schluß des Aufsatzes noch kurz eingegangen. Wie an derselben Stelle aus der Gegenüberstellung der Häufigkeitskurven für die Rhein- und Emscherwasserstände gezeigt wird, ist diese Druckhöhe bis zu einem Rheinwasserstand von 23,50 − 1,78 × 21,72 an annähernd 300 Tagen des Jahres vorhanden. Für die konstruktive Durchbildung der Rohrleitung war zu berücksichtigen, daß die Baustelle unmittelbar an der Einfahrt zu dem Rheinhafen der Gutehoffnungshütte bei Walsum lag, dessen lebhafter Schiffsverkehr durch längere Zeit stehenbleibende Einbauten in den Rhein nicht behindert werden durfte. Von ausschlaggebender Bedeutung war die unbedingt nötige kürzeste Baufrist, die es erforderte, daß an möglichst vielen Bauteilen gleichzeitig gearbeitet wurde. Die in einem früheren Entwurf beabsichtigte Herstellung des Rohrstranges in Eisenbeton zwischen Fangedämmen war daher schon wegen der längeren Bauzeit nicht möglich. Die Leitung wurde vielmehr in Flußeisen konstruiert, die in der damals wenig beschäftigten Kesselschmiede der Gutehoffnungshütte in Sterkrade sofort in Angriff genommen werden und auf eigener Werksbahn beschleunigt zu dem schon erwähnten Rheinhafen der Hütte unmittelbar an die Emschermündung geschafft werden konnte. Um keine zu großen Wandstärken zu erhalten, wurde die Leitung in zwei Stränge von je 2,2 m lichtem Durchmesser aufgelöst, die in der Kesselschmiede der Gutehoffnungshütte in Sterkrade in Längen von je 7,6 m entsprechend 3 Blechschüssen mit 15 mm Wandstärke hergestellt wurden. Zur möglichst guten Verteilung des Emscherwassers sind die beiden Rohre mit 65 und 55 m verschieden lang gemacht, so daß die Ausmündungen 10 m auseinander liegen. Die Steifigkeit der verhältnismäßig dünnwandigen Rohre wurde durch überlappte Vernietung anstatt Schweißung aller Verbindungen etwas vergrößert. Ein Durchschleifen der dünnen Rohrwandung durch im Emscherwasser enthaltene Sandmassen soll durch Ausmauerung der Rohrsohle im längeren Rohr mit Knauffschen Tonplatten der Steinzeugfabrik in Friedrichsfelde in Baden verhindert werden (s. Abb. 10). Beim zweiten kürzeren Rohr wurde zur Gewichtsersparnis auf diese Ausmauerung verzichtet. Durch eine Überfallschürze im Einlaufbauwerk sollen vielmehr die in den unteren Wasserschichten enthaltenen sandigen Stoffe diesem kürzeren Rohr ferngehalten werden. Die Tiefenlage der Rohre mußte im Längsschnitt so gewählt werden, daß bei späteren Rheinkorrektionen eine Mindesttiefe von 3 m unter niedrigstem Korrektionswasserstand auf ganze Korrektionsbreite geschaffen werden kann. Das Mündungsstück der Leitungen wurde so durchgebildet, daß die Austrittsgeschwindigkeit des Wassers nach oben und mit einer leichten Drehung rheinabwärts gerichtet wird. Damit schleifende Schiffsanker an den Rohrenden nicht hängen

Abb. 12. Stapellauf der Rohrleitung. Die Rohre werden mit Winden auf den Gleitbahnen zu Wasser gelassen.

bleiben, wurden die Rohrenden nur durch Flacheisen und nicht durch Winkel versteift. Die Rohre sollten an Land zusammengebaut und in die auszubaggernde Baugrube versenkt werden. Um bei dem Versenken der beiden dicht aneinander liegenden Rohrleitungen keine Schwierigkeiten zu haben, wurden die beiden Rohre, um ihre gemeinsame gleichzeitige Versenkung zu ermöglichen, durch Querverbindungen in Abständen von 7,60 m gegeneinander festgelegt, wie aus dem Montagebild der Abb. 11 im einzelnen zu erkennen ist. Die einzelnen Rohrschüsse wurden, sowie sie fertig genietet waren, zum schon erwähnten Rheinhafen geschafft, dort mit Hilfe der Hafenkräne

auf die flache Böschung an der Stirnseite eines Hafenbeckens abgeladen und von der die Bauarbeiten ausführenden Firma sofort zur Doppelleitung zusammengebaut. Nach Beendigung der Nietarbeit und Fertigstellung der Ausmauerung im längeren Rohr wurde die Rohrleitung auf zwei Schlitten gesetzt und auf etwa 1 : 10 geneigten Gleitbahnen regelrecht vom Stapel gelassen (s. Abb. 12). Die Schwimmlage der geknickten Rohrleitung war so, daß beide Enden über Wasser lagen, so daß die Leitung frei schwimmend zur Versenkstelle geschleppt werden konnte. Gleichzeitig wurde mit einem schwimmenden

Abb. 13. Das wasserseitige Versenkgerüst.

Eimerkettenbagger die Versenkgrube ausgehoben, was bei dem ungewöhnlich niedrigen Wasserstand im Sommer 1921 keine Schwierigkeiten machte. Die einmal ausgebaggerte Grube wurde auch bei längerem Stehen nicht wieder zugeschlemmt, was im fließenden, Geschiebe führenden, Wasser im allgemeinen nicht erwartet werden kann. Auch für die Arbeit der Rohrversenkung bot der niedrige Rheinwasserstand wegen der nur kleinen Stromgeschwindigkeit ganz wesentliche Erleichterungen. Man konnte es wagen, die ganze 60 m lange und 2,20 m hohe Rohrleitung quer zur Stromrichtung in nur zwei Hängegeschirren aufzuhängen und ohne besondere Stromabweiser frei gegen nur zwei leichte Böcke zu legen. Vom wasserseitigen Bock wurde zunächst der stromab gelegene Teil gerammt, die Rohrleitung eingeschwommen und dann die andere Hälfte in wenigen Tagen gerammt und verzimmert. Zum Aufhängen der Rohrleitung, die beim Versenken ein Eigengewicht von 140 000 kg hatte, war das Versenkgeschirr einer schweren Taucherglocke für den Seebau zur Hand. Wie auf der Bockzeichnung der Abb. 13 zu erkennen, war an jedem der beiden Böcke ein Stropp um die Rohrleitung gelegt, dessen beide Enden zu je einem Aufhängegestänge mit oberem Spindelende führten. Durch Drehen einer Spindelmutter wurde das Gestänge millimeterweise abgesenkt. War die Spindel ganz heruntergedreht, so wurden die Hängestangen auf ein punktiert gezeichnetes Hilfsgeschirr gelegt, die Senkspindel hochgedreht und eine Verlängerungsstange eingeschaltet, worauf das Spiel von neuem begann. Der Gesamtvorgang beim Absenken war so, daß der lange untere Rohrarm zunächst horizontal eingehängt wurde (s. Abb. 14). Dann wurde zum Eintritt des Wassers ein Loch in das äußerste Ende jedes Rohres gebrannt und die Rohrleitungen millimeterweise in die vorgeschriebene entwurfsmäßige Lage abgesenkt. Um ein Verdrehen der Rohrleitung durch ungleichmäßiges Herunterlassen der Spindeln zu vermeiden, waren die Drehvorrichtungen für die beiden zusammengehörigen Spindelmuttern auf jedem Bock durch ein Rundeisen mit einander gekuppelt, das gleichzeitig das Ansetzen der erforderlichen großen Arbeiterzahl ermöglichte. Es waren hierbei an allen 4 Spindeln zusammen 40 Leute über 16 Stunden tätig, und zwar bei Sturm und andauerndem Regen am 6. und 7. November 1921. Das Abwarten von besserem Wetter war nicht möglich, da es allerhöchste Zeit zum Versenken der Rohre war, vom Rheinoberlauf war schon plötzliches Steigen des Rheines um 1,70 m gemeldet. Durch Einschütten von Baggerboden und Überschütten mit Steinpackung aus Hochofenschlacke wurde diese Rohrlage dann festgehalten, das Hebegeschirr durch Taucher gelöst und die Aufhängestropps herausgezogen. Um Zusammendrückungen der dünnwandigen Rohre durch das Aufhängen des großen Gewichts von 140 t an nur zwei Stellen zu vermeiden, wurden die Rohre, wie in der Skizze der Abb. 15 dargestellt, kräftig ausgesteift. Durch eine Probebelastung in der Kesselschmiede wurde festgestellt, daß ein frei aufliegendes Rohrstück von 1 m Länge mit einer aufgelegten Einzellast von 5 t belastet werden konnte, ohne daß eine unzulässige große Deformation eintrat. Die Last jeder der 4 Spindeln betrug $\frac{145}{4} = 35$ t, so daß sich die Notwendigkeit einer kräftigen Aussteifung entsprechend der in den einzelnen Querschnitten auftretenden Querkraft ergab. Die Art der Aussteifung ist aus der Abb. 15 mit zu ersehen. Alle Balkenteile waren an ein Seil angeschlossen, mit dem sie nach erfolgter Absenkung der Rohre herausgezogen wurden.

Die Ausführung des Einlaufbauwerkes bot bei dem niedrigen Wasserstand keine besonderen Schwierigkeiten. Der Bau konnte in geböschter Baugrube mit offener Wasserhaltung ausgeführt werden. Das Einbringen von Spundwänden, wie es zur Einfassung der Baugrube bei höherem Rheinwasser nötig gewesen wäre, hätte sich wegen der zahlreichen Basaltklötze, die sich vor dem beim Sommerhochwasser 1917 zerstörten Böschungspflaster im Untergrund fanden, kaum durchführen lassen. Im Grundriß der Abb. 7 ist die schon erwähnte Überfallschürze zum nördlichen kürzeren Rohr zu erkennen. Das Mündungsbauwerk ist so durchgebildet, daß südlich der beiden verlegten Rohre bei Bedarf noch eine dritte Rohrleitung eingelegt werden kann. Zum Schutz der Rohre gegen große Sperrstoffe, die sich an den Nietnähten der Rohrleitungen festsetzen und so den Querschnitt verengen können, ist dem Einleitungsbauwerk

Abb. 14. Die Absenkung der an 2 Böcken aufgehängten Rohrleitung. Neben der Rohrleitung liegt ein Wohnschiff.

ein Grobrechen vorgeschaltet, dessen lichte Durchgangsweite 15 cm beträgt. Zur Bedienung des Rechens ist eine Eisenbetonbrücke mit einem darauflaufenden Handdrehkran über den Einlauf geführt. Schwere Steine, die vor dem Rechen liegen bleiben, können durch ein Spülschütz in den Rhein abgeschwemmt werden. Die kurze, schräggestellte Buhne, die bis zur Korrektionslinie des Rheines reicht, mußte auf Anfordern der Rheinstrombauverwaltung zur Erhaltung der Fahrwassertiefe errichtet werden, obwohl die Breite des Rheinwasserstreifens, der sich zwischen die Rohrausmündung und das Ufer schiebt, dadurch verringert wird.

Der Vorschlag zur Einleitung des Emscherwassers an der Rheinsohle wurde von Dr. Imhoff, dem früheren Vorstand des Abwasseramtes, schon im Jahre 1917 gemacht, seine Ausführung wegen der Kriegs- und Nachkriegsverhältnisse aber zurückgestellt. Der ungewöhnlich tiefe Rheinwasserstand des Sommers 1921 veranlaßte dann, wie schon erwähnt, die Verwaltung der Emschergenossenschaft, im Juni 1921 ihrem Vorstand die sofortige Ausführung des Umbaues der Emschermündung vorzuschlagen. Schon Ende Juli war nach beschleunigter Aufstellung des Bauentwurfes und vorläufiger Zustimmung der zu befragenden Behörden die Herstellung der Rohrleitung an die Gutehoffnungshütte und die Ausführung der gesamten Bau-, Bagger- und Verlegungsarbeiten an die Firma Ph. Holzmann, A. G., Zweigbüro Düsseldorf, vergeben. Der Stapellauf der fertigmontierten Rohre fand am 22. Oktober 1921 und die Versenkung am 6. November desselben Jahres statt. Während des ersten Bauabschnittes floß die Emscher in den nördlichen Teil ihres Bettes (s. Abb. 16). Nach Fertigstellung des Rechens vor den Rohren wurde das Emscherwasser am 19. Dezember 1921 in die Rohre eingeleitet und im zweiten Bauabschnitt der nördliche Wehrteil hergestellt. Bei diesem zweiten, an sich viel einfacheren Bauabschnitt, der durchweg bei mittleren und höheren Rheinwasserständen durchgeführt werden mußte, zeigte sich so recht der große Vorteil, den der tiefe Rheinwasserstand für den ersten ungleich schwierigeren und bedeutungsvolleren Bauabschnitt bedeutet hatte. Mehrfach wurde der zweite Bauabschnitt durch Rheinhochwasser gestört und die einfassende Spundwand durch Emscherhochwasser zerstört. Erst im Sommer 1922 konnten die letzten Betonmassen eingebracht werden. Kleine Restarbeiten am Sturzbett mußten bis zum Herbst 1924 zurückgestellt werden, da in der ganzen Zwischenzeit der Rheinspiegel nicht wieder bis zur Sohle des Absturzes fiel. Die Firma hat die Arbeiten mit großer Umsicht und Tatkraft in den gestellten kurzen Baufristen mit gutem Erfolg durchgeführt.

Abb. 15. Aussteifung der Rohrleitung während des Versenkens, abwechselnd Kreuz- und Rahmenaussteifung.

Zu leisten waren folgende Massen: 4200 m³ Trockenaushub, 6900 m³ Naßbaggerung, 2500 m³ Stampfbeton, 2150 m² Böschungspflaster. Die Kosten der Bauausführung hätten zu Vorkriegspreisen etwa 210 000 Goldmark betragen.

Die Wirkung des Umbaues hat den Erwartungen voll entsprochen. Das Emscherwasser vermischt sich wesentlich schneller als früher mit dem Rheinwasser, so daß schon wenige Kilometer unterhalb das Emscherwasser grobsinnlich nicht mehr zu erkennen ist. Durch den Rechen wird eine nicht unbeträchtliche Menge schwimmender grober Sperrstoffe zurückgehalten, die unterhalb der 30 von der Emschergenossenschaft in ihrem Geschäftsbereich betriebenen Absitzkläranlagen noch in die Emscher geworfen werden. Neben mehreren menschlichen Leichen, die meist durch Verbrechen in die Emscher gekommen sind und der Kriminalpolizei übergeben wurden, trieben im letzten Jahre etwa 4000 Kleintierkadaver, meist Hunde und

Abb. 16. Ausführung des ersten Bauabschnittes.

verendete Schweine an dem Rechen an, die künftig in einem Verbrennungsofen am Rechen beseitigt werden. In Abb. 18 sieht man den Einlauf der Rohre mit der Überfallschürze zum kürzeren Rohr. Die Abb. 17 zeigt das fertige Bauwerk, das schon mehreren starken Hochwasserwellen auch bei niedrigem Rheinwasserstand widerstanden hat. Die Abb. 19 zeigt das letzte Emscherhochwasser von Anfang Januar 1925. Bei wesentlich unter

Abb. 17. Ansicht des fertigen Bauwerks. Über der Rohrausmündung im Rhein erkennt man das aufsteigende Emscherwasser.

Mittelwasser liegenden Rheinwasserständen wird infolge der dann sehr großen Druckhöhe die Austrittsgeschwindigkeit aus den Rohrleitungen so groß, daß der Wasseraustritt an einem starken Strudel zu erkennen ist, der für die Rheinschiffahrt aber unbedenklich ist. Die Rheinsohle bleibt durch die Einleitung solch großer Wassermengen unmittelbar an der Sohle natürlich nicht unberührt. Es entstehen trotz der aufwärts gerichteten Strömungsgeschwindigkeit Auskolkungen, die für den Bestand der Rohrleitungen jedoch nicht gefährlich sind und bei jedem Rheinhochwasser wieder zugeschlämmt werden. Wie aus den nebeneinander gezeichneten Häufigkeitskurven für die Emscher und den Rhein (s. Abb. 20) ersichtlich, werden die Abflußverhältnisse in der Rohrleitung nicht nur von der Emscherwassermenge, sondern auch vom Rhein beeinflußt. Steht der Rhein niedrig, so ist das zur Verfügung stehende Druckgefälle sehr groß, die Rohrleitung leistet mehr als 30 m³/s und der Überfall kommt erst später als oben berechnet wurde in Tätigkeit. Bei hohem Rheinwasserstand staut jedoch der Rhein bis zum Überfall und darüber hinaus zurück. Es kann dann der Fall eintreten, daß die durch die Rohrleitung abfließende Wassermenge nur sehr klein ist. Verstopfungen der Ausmündung der Rohrleitungen bei solch hohen Wasserständen sind jedoch nicht zu befürchten, da die Rohrleitung bei sinkendem Rheinwasserstand durch das große zur Verfügung stehende Druckgefälle immer sehr schnell freigespült wird. Die wichtigsten Wasserstände verhalten sich folgendermaßen:

	Rhein		Emscher	
H. H. W.	Rhein NN	+ 27,04	Emscher NN	+ 26,79
M. W.	,,	+ 20,77	,,	+ 22,56
N. N. W.	,,	+ 18,50	,,	+ 22,10

Abb. 18. Rohreinlauf mit Überfallschürze zum kürzeren, nicht ausgemauerten Rohr.

Aus den Schaulinien geht hervor, daß das Mittelwasser der Emscher an 32 Tagen des Jahres vom Rheinwasserstand überschritten wird. Die Überfallhöhe (+ 23,50) wird nur an 13 Tagen des Jahres durch den Rheinwasserstand überschritten. Das Emscherwasser überschreitet die Überfallhöhe an 25 Tagen des Jahres. Aus diesen Angaben geht unter Berücksichtigung der errechneten Druckhöhe hervor, daß an über 300 Tagen des Jahres das gesamte Emscherwasser durch den geschlossenen Lauf in den Rhein geführt wird. An den übrigen Tagen laufen nur vereinzelt kleine Überschußmengen über den Überfal und nur an 13 Tagen de Jahres wird der Rückstau durch Rheinhochwasser s groß, daß der geschlossene Lauf im wesentlichen auße Tätigkeit gesetzt wird. Be der hydraulischen Berechnung der Rohrleitung konnten zuverlässig nur die Druckhöhen zur Beschleunigung der Wassermassen und zu Überwindung der Rohrreibung ermittelt werden. Besonders für die Größe de Austrittswiderstandes unter Wasser waren Koeffiziente für ähnliche Verhältniss hier nicht bekannt. Für den Grenzfall, daß bei eine Wasserführung von 30 m³/ der Emscherwasserspiege gerade bis zur Überfallkante des Wehres au + 23,50 steigt, wurde di erforderliche Druckhöh zum Durchtreiben der 30 m³ durch beide Rohre wie folg berechnet:

Ankunftsgeschwindigkeit des Wassers bei 3,50 m Tief und 8 m mittlerer Breite des Einlaufbauwerks $v_0 = \frac{30}{8 \cdot 3{,}50} =$ 1,07 m/s, Geschwindigkeit in den Rohren $v_1 = \frac{30}{2 \cdot 3{,}80} =$ 3,95 m/s, daher Druckhöhe h_1 zur Beschleunigung des Wassers

$$h_1 = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g} = \frac{3{,}95^2 - 1{,}07^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}74 \text{ m}.$$

Zur Überwindung der Rohrreibung bei im Mittel 61 m Rohrlänge und einem Wert von $\varphi_r = 0{,}019$ nach Weißbach fü $v = 4$ m/s ist die erforderliche Druckhöhe:

$$h_2 = \frac{v_1^2}{2g} \varphi_r \frac{L}{D} = \frac{3{,}95^2}{2 \cdot 9{,}81} \cdot 0{,}019 \cdot \frac{61}{2{,}2} = 0{,}42 \text{ m}.$$

Der Einschnürungskoeffizient wurde bei Errechnung der Höhe h_3 für den Eintrittswiderstand in Hinblick auf die verhältnismäßig schlanke Einleitung in die Rohre zu 0,2 angenommen, womit

$$h_3 = \frac{v^2}{2g} \cdot 0{,}2 = \frac{3{,}95^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}16 \text{ m}$$

wird.

Den Austrittswiderstand glaubte ich in Hinblick auf die verhältnismäßig große Geschwindigkeit des bei höheren Wasserständen über die Ausmündung hinfließenden Rheinwassers ebenso groß wie den Eintrittswiderstand annehmen zu können, also $h_4 = h_3 = 0{,}16$ m.

Der flache Knick in der Rohrleitung wird kaum zu einer Vergrößerung der Druckhöhe führen, dagegen muß der Wasserfaden an der Rohrausmündung von der Horizontalen ziemlich unvermittelt steil nach oben abgelenkt werden. Mit einem Widerstandskoeffizienten von $\varphi = 0{,}37$ für ein Knie mit $\delta = 60°$ gegen die Horizontale wird die Druckhöhe zur Überwindung des Knickes $h_5 = \frac{v^2}{2g} \cdot 0{,}37 = 0{,}30$ m. Die gesamte für diesen Fall erforderliche Druckhöhe beträgt danach $H = 0{,}74 + 0{,}42 + 0{,}16 + 0{,}16 + 0{,}30 = 1{,}78$ m. Daß diese Rechnung einigermaßen zutrifft, zeigt die Beobachtung der Abflußvorgänge. Durch eine Meßstelle einige Kilometer oberhalb der Mündung ist die Emscherwassermenge stets zuverlässig bekannt. Bei einem hohen Rheinwasserstand von + 23,05 flossen aus der Emscher 12 m³/s durch beide Rohre, der Emscherwasserspiegel stand vor den Rohren auf + 23,35, so daß 30 cm Druckhöhe verbraucht wurden. Der rechnerische Druckhöhenverlust nach vorstehendem Rechnungsgang beträgt mit 0,45 m/s Ankunftsgeschwindigkeit und 1,58 m/s Rohrgeschwindigkeit $h_1 = 0{,}12$ m, $h_2 = 0{,}07$ m, $h_3 + h_4 = 0{,}053$ m und $h_5 = 0{,}05$ m, d. h. zusammen $H = 0{,}293$ m, also eine sehr gute Übereinstimmung. Bei einer Wasserführung der Emscher von 28 m³/s und einem Aufstau bis 23,30 betrug die verbrauchte Druckhöhe rd 1,62 m, während die obige Rechnung bei Annahme gleichmäßiger Wasserverteilung auf beide Rohre eine erforderliche Druckhöhe von 1,52 m ergibt. Der Unterschied ist dadurch zu erklären, daß infolge der bis auf Ord. + 21,40 reichenden Überfallschürze zum zweiten kürzeren Rohr mehr als die Hälfte der großen Wassermenge von 28 m³/s durch das lange Rohr fließt, wozu natürlich ein größeres Druckgefälle nötig ist. Diese Verhältnisse sollen demnächst eingehender beobachtet werden.

Der vorstehend beschriebene Umbau der neuen Emschermündung dürfte sowohl hinsichtlich der Planung als auch der kurzen Fristen für Baueinleitung und Ausführung des wichtigsten ersten Bauabschnittes eine beachtenswerte Bauausführung darstellen. Der schnell gefaßte Entschluß der Verwaltung der Emschergenossenschaft zur Ausnutzung des ungewöhnlich niedrigen Rheinwasserstandes des Sommers 1921 für einen beschleunigten Umbau der Emschermündung hat der Genossenschaft große Mehrkosten erspart, die durch die wesentlich größeren Schwierigkeiten einer Ausführung bei normaler Wasserführung des Rheines zu erwarten gewesen wären. Die Emscher, als Abwasserfluß auf die ganze Länge ihres Laufes in ein tief eingeschnittenes enges Bett eingezwängt und von niemand mehr gern gesehen, darf fortab schamhaft ob ihres schwarzen Aussehens nur tief unter dem Wasserspiegel unsichtbar in den Rhein ausströmen. Nur wenige Tage des Jahres geben ihr beim freien Absturz ihrer Hochwassermengen in den Rhein eine leise Erinnerung an die Ungebundenheit ihres früheren Naturzustandes.

Abb. 19. Überfall des Emscherhochwassers über das Wehr.

Abb. 20. Häufigkeitskurven der Rhein- und Emscherwasserstände.

ÜBER DEN ANSCHLUSS VON VOLLWANDIGEN LÄNGS- UND QUERTRÄGERN.

Von Dr.-Ing. Gaber, Prof. a. d. Techn. Hochschule in Karlsruhe.

Übersicht. Es wird im nachfolgenden gezeigt, wie der Grundsatz, daß an einer Konstruktion in allen Teilen möglichst gleichgroße Sicherheit gegen Bruch herrschen solle, zu einer eindeutigen und klaren Berechnung der Nietverbindungen beim Anschlusse von Biegestäben (Längs- und Querträgern) führt. Daneben wird eine Methode zur Berechnung von Hals- und Kopfnieten bei Biegebeanspruchungen entwickelt.

1. Das Biegemoment in den Anschlußnieten.

Seit Jahren habe ich den Standpunkt vertreten, daß es grundsätzlich und wirtschaftlich das Richtige ist, in einem Eisenbauwerk in allen Teilen möglichst gleichgroße Sicherheit zu haben, und folgerte daraus, daß bei Stäben eines Fachwerkes die Niete- und Knotenbleche nicht nach der errechneten größten Stabkraft bemessen werden sollen, sondern nach einer idealen Stabkraft, welche sich aus dem Produkt des wirklich vorhandenen nutzbaren Querschnittes F_n und der für diese Stabteile zugelassenen Normalspannungen σ_{zul} errechnet. Dieser Grundsatz ist neuerdings von der Reichsbahn für ihre Eisenbauwerke übernommen worden. $S = F_n \sigma_{zul}$.

Wendet man den gleichen Grundsatz auf die viel umstrittene Frage an, in welcher Weise z. B. der Nietanschluß eines Längsträgers an einem Querträger berechnet werden soll, so kommt man zu einer exakten Lösung, welche die bisher auf Schätzung beruhenden Annahmen überflüssig macht. Von dem Falle der Anordnung durchgehender Kontinuitätsplatten sei zunächst abgesehen. Er läßt sich sinngemäß eingliedern. Der Normalanschluß wird nach Abb. 1 mit Winkeln erfolgen, welche beiderseitig den Steg des Längsträgers fassen.

Schnitt b — b

Schnitt a — a

Abb. 1. Der biegefeste Anschluß mit Hals- und Kopfnieten.

Die Anschlußnieten, welche den Längsträgersteg fassen, seien Halsnieten genannt, sie werden durch das Einspannungsmoment auf Abscheren beansprucht; die Nieten, welche den Querträgersteg fassen, seien Kopfnieten genannt; sie werden durch das Einspannungsmoment auf achsialen Zug beansprucht.

Am Ende des Längsträgers (in der Schnittebene b—b) werden die abstehenden Gurtwinkelschenkel oder Flanschen sicherlich gar keine oder nur noch geringe Spannungen aufweisen und muß der Hauptbiegewiderstand von dem Stegblech und den beiden anliegenden Winkelschenkeln (bei Walzträgern vom Stege allein) geleistet werden, da nur sie sich an den Halsnieten unmittelbar in Spannung bringen können. Aus dieser Erwägung heraus kann man als nutzbares Widerstandsmoment an der Anschlußstelle nur noch das Moment aus dem Stegblech und den beiden anliegenden Winkelschenkeln oder dem Steg allein bei Walzträgern betrachten. Bezeichnet man dieses Moment mit W_1 und die für den Längsträger zugelassene größte Biegespannung mit σ_{zul}, so wohnt dem Längsträger an der Anschlußstelle höchstens eine zugelassene Biegekraft von $W_1 \sigma_{zul}$ inne, d. h. durch ein Einspannungsmoment von dieser Größe tritt an den beiden Randfasern des Schnittes b—b gerade die als zulässig erachtete Biegespannung auf. Da nun aber der Längsträger im Anschlußquerschnitte b—b kurz vor den Halsnieten gar kein größeres Moment durch die Lasten aufnehmen kann, ohne überbeansprucht zu werden, ist es zwecklos, die Halsnieten stärker als für dieses Moment auszubilden. Ihre größere Festigkeit ginge im Nachbarschnitt b—b doch wieder verloren. Sie mit einer geringeren Festigkeit auszustatten, widerspricht aber dem eingangs aufgestellten und allgemein anerkannten Grundsatz. Die Halsnieten sollen also durch ihre Scherkräfte dieses Moment aufbringen. Sie können somit eindeutig für das $M_1 = W_1 \sigma_{zul}$ berechnet werden. Eine einfache und übersichtliche Berechnungsart, die vielleicht nicht allgemein bekannt ist, sei im folgenden gegeben.

2. Berechnung von Halsnieten zur Aufnahme eines Momentes.

Man nimmt zunächst gewöhnlich den Durchmesser d des geschlagenen Nietes an und hat nun die Wahl zwischen

Abb. 2.

der Annahme einer Nietteilung t oder des Abstandes h' der beiden Randniete (Abb 2):

In beiden Fällen wird die Anzahl n der nötigen Niete gesucht, wodurch entweder bei gewähltem t die Höhe h' oder bei gewähltem h' die Nietteilung t bestimmt wird.

Bei der Verbiegung sollen die Nietachsen im geraden (nur gedrehten) Nietriß und die Neutralachse in der zur Kraftebene senkrechten Symmetrieachse liegen bleiben.

Die n einzelnen wirksamen Nietquerschnitte, von denen jeder bei zweischnittigen Nieten den Inhalt $2\frac{\pi d^2}{4}$ hat, verwandelt man nun in einen ideellen rechteckigen Querschnitt von der Höhe h = n t und einer solchen Breite b, daß sich an der Gesamtfläche nichts ändert (Abb. 2):

$$b\,h = b\,n\,t = 2\,n\,\pi\frac{d^2}{4},$$

daraus errechnet sich: $b = \frac{\pi d^2}{2t}$.

Das Widerstandsmoment des idealen Querschnittes ist:

$$W = W_o = W_u = \frac{b\,h^2}{6} = \frac{\pi d^2}{2t}\cdot\frac{n^2 t^2}{6} = \frac{\pi d^2}{12} n^2 t.$$

Die beiden Randspannungen durch das äußere Moment M wären:

$$\sigma_o = \sigma_u = \frac{M}{W} = \frac{12\,M}{\pi d^2 n^2 t}.$$

Da wir nun aber keinen zusammenhängenden Querschnitt haben, so muß der obere Randniet von einer Kraft H beansprucht werden, welche die Summe aller Normalspannungen in dem kleinen Rechteck b t ersetzt:

$$H = b\,t\,\sigma_m.$$

Zur Vereinfachung nimmt man statt σ_m das um ein weniges größere σ_0:

$$H = b\,t\,\sigma_0; \qquad b\,t = \pi \frac{d^2}{2}$$

$$H = \frac{\pi d^2}{2} \sigma_0 = \frac{\pi d^2\, 12\, M}{2 \pi d^2 n^2 t} = \frac{6 M}{n^2 t}.$$

Diese Kraft H darf höchstens gleich der Tragkraft N des Randnietes sein, so daß man folgende Gleichung für n hat:

$$H = N = \frac{6 M}{n^2 t}; \qquad n = \sqrt{\frac{6 M}{N t}}$$

$h' = (n - 1)\,t$ ist dann der gesuchte Abstand der beiden Randniete (Abb. 2):

Hat man mehrere Reihen Niete, so kann man entweder das Moment M auf die einzelnen Reihen gleichmäßig verteilen oder aber die verschiedenen Nietreihen in einen einzigen Nietriß zusammenschieben, dem ein entsprechend kleines t zukommt (Abb. 3).

Abb. 3.

3. Die praktische Auswirkung des Grundsatzes beim Anschluß einiger üblicher Längsträger.

In folgenden Listen ④ ist vergleichsweise das Widerstandsmoment W_1 der lotrechten Flächenteile, welche von den Halsnieten gefaßt werden, dem vollen Widerstandsmoment W_0 des Längsträgers gegenübergestellt worden für:

Liste 1: Normalprofil, Doppel-T-Träger,

Liste 2: Für Peiner breit- und parallelflanschige Doppel-T-Träger,

Liste 3: Für einige zusammengesetzte Querschnitte üblicher Abmessung mit schwachem Gurt.

Liste 4: Dsgl. mit starken Gurten.

Aus der Gegenüberstellung der Widerstandsmomente W_1 und W_0 errechnet sich der Prozentsatz für die Größe des nach obigem Grundsatz festgelegten Einspannungsmomentes gegenüber dem größten Biegemoment des Längsträgers, wenn die größtzulässige Biegespannung für alle Querschnitte des gleichen Längsträgers gilt.

Bestimmung des Verhältnisses des Widerstandsmoments des ganzen Profils W_0 zum Widerstandsmoment des Stegs allein W_1 und Berechnung der Höhe h_1 des Eckversteifungsbleches beim Anschluß von W_0.

Liste 1.

I, h	30	40	50	60	cm
W_0	653	1461	2750	4632	cm^3
h_1	60	78	96	113	cm
$\frac{h_1}{h}$	2,00	1,95	1,92	1,89	
W_1	162	384	751	1285	cm^3
$100 \cdot \frac{W_1}{W_0}$ . . .	24,8	26,2	27,3	27,7	vH

Liste 2.

I P. h	30	40	50	60	cm
W_0	1680	2892	4481	5977	cm^3
h_1	90	106	117	131	cm
$\frac{h_1}{h}$	3,00	2,52	2,39	2,18	
W_1	187	414	810	1235	cm^3
$100 \cdot \frac{W_1}{W_0}$ . . .	11,2	14,3	18,2	20,7	vH

h = Profilhöhe,
h_1 = Höhe des Eckversteifungsbleches,
W_0 = Widerstandsmoment des ganzen Querschnitts,
W_1 = Widerstandsmoment des Stegs allein.

Liste 3.

Bestimmung des Verhältnisses des Widerstandsmoments des ganzen Profils des Blechträgers zum Widerstandsmoment des Stegblechs und der 4 vertikalen Winkelschenkel.

Blechträger: 2 Platten 180/10,
4 Winkel 75/75/8,
Stegblech 10 st h = 300—700 mm.

I h	300	400	500	600	700	mm
W_0	1250	1770	2330	2910	3550	cm^3
W_1	335	568	806	1130	1480	cm
$100 \cdot \frac{W_1}{W_0}$ . . .	27	32	34	39	41	vH

h = Stegblechhöhe;
W_0 = Widerstandsmoment des vollen Querschnitts;
W_1 = Widerstandsmoment des Stegblechs und der 4 vertikalen Winkelschenkel.

Liste 4.

Bestimmung des Verhältnisses des Widerstandsmoments des ganzen Profils des Blechträgers zum Widerstandsmoment des Stegbleches und der 4 vertikalen Winkel

Blechträger: 2 Platten 220/12,
4 Winkel 90/90/13,
Stegblech 12 st h = 300—700 mm.

I h	300	400	500	600	700	mm
W_0	1960	2780	3650	4560	5510	cm^3
W_1	450	810	1210	1660	2140	cm
$100 \cdot \frac{W_1}{W_0}$ . . .	23	29	33	36	39	vH

h = Stegblechhöhe;
W_0 = Widerstandsmoment des vollen Querschnitts;
W_1 = Widerstandsmoment des Stegbleches und der 4 vertikalen Winkelschenkel.

Wenn man die allein wirksamen Flächenteile nicht überbeanspruchen will, so kann am Trägerende aufgenommen werden ein Einspannungsmoment, das in Prozentsätzen des größten Biegemomentes in Trägermitte beträgt:

beim Normalprofil I	30—60	25—28 vH nach Liste 1
„ Peineträger IP	30—60	11—21 vH „ „ 2
„ genieteten I	30—70	27—41 vH „ „ 3
„ genieteten I	30—70 cm hoch, aber mit starken Gurten	23—39 vH „ „ 4.

Allgemein kann man sagen, daß hier nach den Halsnieten am Trägerende logischerweise ein Einspannungsmoment von etwa 1/5 bei den Breitflanschprofilen, von 1/4 bei den Normalprofilen, von 1/3 bis 2/5 bei den genieteten Profilen jeweils des Größtmomentes zugemutet werden muß.

Es ist aber keineswegs nötig, mit diesen Prozentsätzen zu arbeiten, sondern bietet keinerlei Schwierigkeit, in jedem Fall aus dem nach obigem wirklich wirksamen Widerstandsmoment das für die Berechnung der Anschlußniete maßgebende Moment zu ermitteln.

4. Höhe von Eckversteifungsblechen beim Anschluß der Längs- oder Querträger.

Besteht der anzuschließende Träger aus einem Walzprofil ohne Gurtplatten, so ist an der Anschlußstelle wiederum nur der Steg wirksam, während die abstehenden Flanschen nahezu spannungslos werden, sofern man sie nicht durch besondere konstruktive Mittel, z. B. Beiwinkel, an das Eckversteifungsblech anschließt. Besteht der anzuschließende Träger aus einem zusammengesetzten Profil, so wird man in der Regel eine Gurtplatte bis zum Ende durchführen und kann sie auch wieder durch Beiwinkel oder ähnliche Hilfsmittel an das Eckversteifungsblech anschließen (Abb. 4). Es wird angenommen, daß an der Anschlußstelle nicht nur der Steg, sondern auch die abstehenden Querschnittsteile (Flanschen, Winkelschenkel und ein Gurtplattenpaar) zum Widerstandsmoment W_1 wirksam beitragen. Die Forderung nach gleicher Biegefestigkeit am Eckblech wie am Trägerende gestattet eine eindeutige Berechnung auch der Höhe h_1 des Eckversteifungsbleches, welche mit der Höhe der Anschlußwinkel zusammenfällt. Im Schnitte a—a der Abb. 4 soll das wirksame Widerstandsmoment des Eckversteifungsbleches W_1 sein:

$$W_1 = \frac{\delta h_1^2}{6}.$$

Daraus errechnet sich:

$$h_1 = \sqrt{\frac{6 W_1}{\delta}}.$$

Die Halsniete der Anschlußwinkel wiederum werden berechnet für:

$$M_1 = W_1 \sigma_{zul}.$$

Die nachfolgenden Beispiele werden zeigen, daß sich auf dieser Grundlage brauchbare Abmessungen für Eckversteifungsbleche ergeben, selbst wenn man nicht nur den Steg und die Gurtwinkel, sondern auch noch ein Gurtplattenpaar anschließen will.

In den Listen 1—2 ist h_1 für das volle Widerstandsmoment W_0 des normalen und des Peineträgers berechnet und als Vielfaches der Trägerhöhe ausgedrückt worden unter der Annahme gleicher Stärke des Trägersteges und des Eckversteifungsbleches.

Das für die gleiche Biegefestigkeit erforderliche h_1 schwankt in Liste 1 beim Normalprofil zwischen dem 2,0 und 1,9fachen
„ „ 2 „ Peineträger „ „ 3,0 „ 2,2 „
der Trägerhöhe.

Will man beim genieteten Träger nur Steg und Gurtwinkel, aber keine Gurtplatten anschließen, so schwankt h_1 nach Liste 5b zwischen dem 2,1 und 1,7fachen der Trägerhöhe
„ „ 6b „ „ 2,5 „ 1,9 „ „ „

Will man auch ein Gurtplattenpaar anschließen, so wird h_1
nach Liste 5a das 2,9 bis 2,1fache der Trägerhöhe
„ „ 6a „ 3,3 „ 2,4 „ „ „

Gewöhnlich wird man auf den Anschluß auch noch des Gurtplattenpaares verzichten, so daß sich eine Eckblechhöhe ergibt, welche beim Walzprofil 1,9—3mal, beim genieteten Träger 1,9—2,5mal der Trägerhöhe ist und sich konstruktiv gut ausbilden läßt.

Bestimmung der Höhe des Eckversteifungsbleches für das Widerstandsmoment a) des vollen Querschnitts,
b) des Stegblechs und 4 Winkel.

Liste 5a.

h	300	400	500	600	700	mm
W_0	1250	1770	2330	2910	3550	cm³
h_1	87	103	118	132	146	cm
$\frac{h_1}{h}$	2,90	2,57	2,36	2,20	2,08	

Anschlußwinkel — Eckversteifungsblech — Saumwinkel — Beiwinkel

Anschluß nur des Steges. Anschluß von Steg und Flanschen. Anschluß von Steg und Flanschen beim genieteten Träger.

Abb. 4.

Liste 5b.

h	300	400	500	600	700	mm
W_2	678	1010	1390	1790	2240	cm³
h_1	64	78	91	103	116	cm
$\frac{h_1}{h}$	2,13	1,95	1,82	1,72	1,66	

W_0 = Widerstandsmoment des vollen Querschnitts,
W_2 = Widerstandsmoment des Stegblechs und 4 Winkel,
h_1 = Höhe des Eckversteifungsbleches.

Bestimmung der Höhe des Eckversteifungsbleches für das Widerstandsmoment a) des vollen Querschnitts,
b) des Stegblechs und der 4 Winkel.

Liste 6a.

h	300	400	500	600	700	mm
W_0	1960	2780	3650	4560	5510	cm³
h_1	99	118	135	151	166	cm
$\frac{h_1}{h}$	3,30	2,95	2,70	2,52	2,37	

Liste 6b.

h	300	400	500	600	700	mm
W_2	1100	1660	2260	2910	3600	cm³
h_1	74	91	106	121	134	cm
$\frac{h_1}{h}$	2,47	2,28	2,12	2,02	1,91	

W_0 = Widerstandsmoment des vollen Querschnitts,
W_2 = Widerstandsmoment des Stegblechs und 4 Winkel,
h_1 = Höhe des Eckversteifungsbleches.

5. Träger schwerster Ausbildung.

Schließlich wurde von einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke ein für den schwersten Lastenzug berechneter Längsträger von 9 m Länge und ein Querträger von ebenfalls 9 m Stützweite betrachtet und festgestellt, daß der Grundsatz gleicher Festigkeit im Träger, kurz vor den Anschlußnieten, in ihnen selbst und im Eckblech auch hier zu brauchbarem Ergebnis führt.

Längsträger. Stützweite 9000 mm.

Stegblech 1100 · 12, h = 1100 mm,
4 Gurtwinkel 4 · 90 . 90 · 11,
1 Plattenpaar 2 · 250 · 12.
Volles Widerstandsmoment $W_0 = 9500$ cm³,
Widerstandsmoment der lotrechten Flächenteile
$W_1 = 4270$ cm³.
$100 \cdot \frac{W_1}{W_0} = 45$ vH.

Für das volle W_0 ergibt sich eine Eckblechhöhe von 2180 mm für W_1 ergibt sich eine Eckblechhöhe von 1460 mm,
also einmal $\frac{h_1}{h} = 2$, das andere Mal $\frac{h_1}{h} = 1{,}3$.

Querträger, Stützweite 9000 mm.

Stegblech 1500 · 20, h = 1500 mm,
4 Gurtwinkel 4 · 160 · 160 · 17,
1 Plattenpaar 2 · 420 · 16,
$W_0 = 31\,200$ m³, $W_1 = 14\,100$ m³, nur lotrechte Teile.
$\frac{W_1}{W_0} \cdot 100 = 45$ vH.

Für das Eckblech ergibt sich beim Anschluß von W_0 eine Höhe von 3070 mm,
beim Anschluß nur der lotrechten Flächenteile eine Höhe von 2060 mm,
also einmal $\frac{h_1}{h} = 2$, das andere Mal $\frac{h_1}{h} = 1{,}4$.

In beiden Anschlüssen müssen somit die Halsniete für ein Einspannungsmoment berechnet werden, welches sich aus dem gegebenen Trägerquerschnitt zu 45 vH des Größtmomentes ergibt, wenn in Trägermitte keine weiteren Gurtplatten hinzugefügt werden.

Auch die Echblechhöhe wird einheitlich gleich der doppelten bzw. gleich der 1,3 bis 1,4fachen Trägerhöhe, je nachdem man die rechtwinklig zur Momentenebene liegenden Querschnittsflächen anschließen oder nicht berücksichtigen will.

6. Berechnung der Kopfniete für ein Einspannungsmoment.

Hat man nach vorigem oder nach einer anderen Methode die Halsniete in den Anschlußwinkeln berechnet, so bedarf es in der Regel nicht mehr einer Berechnung der Kopfniete, weil man gewöhnlich doppelt so viele Kopfniete als Halsniete anordnet und weil ein Kopfnietpaar eine größere Tragkraft hat, als ein einziger Halsniet, selbst wenn bei diesem nicht der Lochleibungsdruck, sondern die Scherspannung maßgebend ist. In der Zugzone erleiden die Kopfniete nämlich achsialen Zug und in der Druckzone bleiben sie spannungslos, wenn man die Reibung zwischen Nietschaft und Lochrand vernachlässigt. Also ist die Tragfähigkeit zweier Kopfniete $N = 2\frac{\pi d^2}{4}\sigma_{zul}$ gegen $N_s = 2\frac{\pi d^2}{4}\tau_{zul}$ beim zweischnittigen Halsniet. In der Regel ist aber $\sigma_{zul} = 1{,}25\,\tau_{zul}$, also $N = 1{,}25\,N_s$.

Gleichwohl kann es gelegentlich erwünscht sein, die Beanspruchungen in der Kopfnietreihe nachzuprüfen. Im folgenden sei daher eine Methode gegeben, welche an den früheren Rechnungsgang bei den Halsnieten sich anlehnt und auf der Annahme beruht, daß vor wie nach der Biegung die abstehenden Schenkel der Anschlußwinkel eine Ebene bilden, „der Querschnitt eben bleibt" (Abb. 5).

Die Berührungsfläche in der Druckzone hat eine Breite c gleich der Länge der beiden Winkelschenkel, wozu noch zur Vereinfachung der Rechnung die Stegblechdicke gezählt werden kann (Abbildung 5).

In der Regel handelt es sich bei den Kopfnieten um Feststellung der Beanspruchung des Randnietes auf der Zugseite bei gegebener Nietverbindung.

Man ersetzt wieder die Einzelquerschnitte der Niete, von denen jeder Niet wegen der achsialen Zugkraft nur $\frac{\pi d^2}{4}$ hat, durch ein inhaltsgleiches Rechteck:

Abb. 5. Die Berechnung der Kopfnieten.

$$b\,n\,t = n\frac{\pi d^2}{4}\cdot 2$$

für 2 Nietreihen zusammen. Daraus:

$$b = \frac{\pi d^2}{2t}.$$

Unterhalb der noch unbekannten Neutralachse n—n ist fein zusammenhängender Querschnitt von der Gesamtbreite c vorhanden (Stegblech und Schenkel der beiden Anschlußwinkel mit oder ohne Futter). Die Lage der Neutralachse folgt aus dem Moment auf die Achse U—U:

$$s\,[b\,h + (c-b)\,s] = b\,h\,\frac{h}{2} + s\,(c-b)\frac{s}{2}.$$

Daraus berechnet sich s zu:

$$s = \frac{h}{c-b}\left(\sqrt{b\,c} - b\right).$$

Siehe besondere Abb. 5.

Das Trägheitsmoment J dieses idealen Querschnittes auf die Neutralachse n—n ist:

$$J = \frac{b\,h^3}{12} + (c-b)\frac{s^3}{12} + b\,h\left(\frac{h}{2} - s\right)^2 + s\,(c-b)\frac{s^2}{4}$$

$$J = b\,h\left[\frac{h^2}{12} + \left(\frac{h}{2} - s\right)^2\right] + \frac{s^3}{3}(c-b).$$

Die obere Randspannung ist:

$$\sigma_o = \frac{M\,(h-s)}{J}.$$

Da nun oberhalb der Neutralachse tatsächlich aber keine zusammenhängende Fläche ist, entfällt auf die beiden oberen Randniete die Kraft aller Normalspannungen in dem Rechtecke b t der Abb. 5:

$$H = b\,t\,\sigma_m.$$

Sie ist genau genug:

$$H = b\,t\,\sigma_o = \frac{b\,t\,\mathfrak{M}}{J}(h-s).$$

Nennt man wieder die Tragkraft eines Nietes, diesmal aber gegen achsialen Zug, N_z, so muß sein:

$$H \leq 2\,N_z = \frac{\pi d^2}{2}\sigma_{zul}.$$

Die größte Zugspannung in den Kopfnieten ist:

$$\sigma = \frac{2\,H}{\pi d^2} = \frac{2\,b\,t\,M\,(h-s)}{\pi d^2}.$$

Die größte Druckspannung in der unteren Faser der Anschlußwinkel findet sich aus:

$$\sigma_u = -\frac{M\,s}{J}.$$

Das Moment M ermittelt man nach früherem wieder auf Grund des am Anschluß wirklich gegen die Biegung Widerstand leistenden Trägerquerschnittes.

7. Schluß.

Außer dem Moment, welches in der Regel zunächst unbekannt ist, tritt gewöhnlich an der Anschlußstelle noch eine Querkraft auf. Am früheren ändert sich grundsätzlich dadurch nichts. Man kann an jeder Faser des idealen Querschnittes σ und τ finden und daraus die Ersatzspannung (σ), welche aus (σ) b t die auf die Niete entfallende Kraft liefert.

Es ist eine dankbare Aufgabe, im Prüfraum durch Versuche an großen Versuchsstücken festzustellen, wo tatsächlich beim biegefesten Anschluß von Walzträgern u. dgl. die Neutra achse liegt und wie weit die Ergebnisse dieser Rechnungsa mit der Wirklichkeit übereinstimmen. Die Rechnungsannahme sind freilich nicht willkürlicher als die sonst in der Stat des Eisenbaues üblichen und werden wie dort so auc hier genügend zuverlässige Ergebnisse liefern.

Die Güte einer konstruktiven Arbeit hängt davon a wie weit man durch logische der Wirklichkeit entnomme Forderungen die Willkür beim Gestalten ausschalten und dur eine innere zwangsläufige Entwicklung ersetzen kann. E solches Gestaltungsgesetz wurde hier beim biegefesten Anschlu von Biegeträgern zu entwickeln versucht, das die Rechnu auf den festen Boden der Wirklichkeit stellt.

VERSUCHE MIT PLATTENBALKEN ZUR ERMITTLUNG DER EINFLÜSSE VON WIEDERHOLTER BELASTUNG, WITTERUNG UND RAUCHGASEN, UND ZWAR AUF LANGE DAUER BEI HÄUFIGE WIEDERHOLUNG (TEIL I UND II).

Ausgeführt im Versuchs- und Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden in den Jahren 1911—1913 bzw. 1914—1920.

Bericht erstattet von Regierungs-Baurat Dipl.-Ing. Amos[1]).

a) Teil I, Heft 53.

Das 53. Heft der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton behandelt Versuche, deren Durchführung schon lange Jahre zurückliegt und die damals von Geheimrat Prof. Scheit, Prof. Wawrziniok und dem jetzigen Berichterstatter in die Wege geleitet und zum Abschluß gebracht wurden. Die erhebliche Verzögerung der Drucklegung erklärt sich aus den allgemeinen und im besonderen den geldlichen Verhältnissen der Gegenwart.

Der Zweck der Versuche war das Verhalten normaler Plattenbalken, wenn sie

a) bis zur rechnungsmäßigen Nutzlast allmählich belastet werden und dann unbelastet bleiben oder dauernd der Lastwirkung ausgesetzt sind,

b) allmählich bis zur rechnungsmäßigen Last belastet werden und dann nach der Entlastung häufig wiederholten Belastungen in der gleichen Höhe unterworfen sind und hierbei gleichzeitig dem Wechsel der Witterung (Durchfeuchtung) und der Einwirkung von Lokomotivrauchgasen ausgesetzt werden.

Diesem Programm entsprechend kamen vier Versuchsreihen zur Durchführung; nachdem die Plattenbalken einer einmaligen Belastung bis zur rechnungsmäßig zulässigen Eisenspannung ($\sigma = 1000$ kg/cm²) unterzogen worden waren:

1. Balken unbelastet, allen Witterungseinflüssen ausgesetzt im Freien gelagert,
2. Balken unter ruhender Belastung, entsprechend $\sigma = 1000$ kg/cm² im Freien allen Witterungseinflüssen zugänglich gelagert und außerdem in gewissen Zeitabschnitten der Einwirkung von Rauch und Wasserdampf ausgesetzt,
3. Balken in geschlossenen Räumen nach je 2½ Minuten wiederholter Belastung bis $\sigma = 1000$ kg/cm² unterworfen. Diese Belastung in 2½-Minuten-Folge wurde dadurch ermöglicht, daß an einer auf Pfeilern ruhenden Welle exzentrische Scheiben aufgekeilt waren, mittels deren die an einem Gestänge angehängte Belastung bei jeder Umdrehung der Welle einmal gehoben und wieder gesenkt wurde.
4. Balken wie bei 3 wiederholt belastet und zudem regelmäßiger Aufeinanderfolge der Einwirkung v Luft, Wasser und Rauch ausgesetzt. Hier waren d Plattenbalken in einem wasserdichten Becken a Eisenbeton gelagert. Die Wirkungsdauer und Aufei anderfolge der verschiedenen Einwirkungen war bemessen, daß die Plattenbalken allmonatlich reg mäßig je eine Woche lang der Beeinflussung dur Luft, dann des Wassers, dann wieder der Luft u endlich der Rauchgase — aus besonderen Feuerung stellen geliefert — ausgesetzt wurden.

Die Versuchsdauer wurde zu einem Jahre festgeset Bei Besichtigung der Plattenbalken nach dieser Zeit erg sich jedoch, daß der gemäß dem seinerzeit aufgestellten A beitsplan verwendete Beton infolge Verarbeitung erdfeucht Betonmasse nicht die bei Verbundbauten übliche dichte U schließung der Eisen aufwies und daß daher die Ergebnis der nach dem Arbeitsplan ausgeführten Versuche nicht oh weiteres auf die Praxis des Eisenbetonbaus übertragen werd konnten. In diesem negativen Sinne spricht sich auch der B richt bei der Zusammenfassung der Endergebnisse aus. Hi wird zudem noch darauf verwiesen, daß man bei den V suchen entsprechend dem Programm in kurzer Zeit d Plattenbalken Einwirkungen aussetzen mußte, wie sie in d Wirklichkeit erst im Laufe vieler Jahre eintreten könne „Die kurze Aufeinanderfolge der Belastungen und die rasc Folge der Einflüsse von Luft, Wasser und Rauch hat ei viel tiefer gehende Wirkung als sie ein Aufeinanderfolg in längeren Zwischenräumen zeigt. Ganz besonders ist beachten, daß das Eintauchen in Wasser und die dadur hervorgerufene Durchfeuchtung des Balkens die Rostbildu in außerordentlicher Weise gefördert hat. Zu beachten i ferner der Umstand, daß zur Raucherzeugung schwefelhalti Kohle (0,4—2,5 vH Schwefelgehalt) benutzt und daß hier d ständige Wechselwirkung zwischen Rauchgasen und Wasserb in einem in der Praxis kaum vorhandenen Maße zur Geltu gebracht wurde. Die Ergebnisse solcher absichtlich übe triebenen Versuche können daher nicht ohne weiteres auf d Praxis übertragen werden."

Diesem Selbsturteil kann nur zugestimmt werden. D recht kostspieligen und mit sehr bedeutendem Zeitaufwan durchgeführten Versuche haben somit eigentlich nichts ergebe zum mindesten nichts Neues für die Erkenntnis der Verbun wirkung und das Verhalten des Eisenbetons.

---

[1]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1924.

Der die Versuche überwachende Sonderausschuß hat deshalb, sobald er seinerzeit den Beton als wenig geeignet erkannt hatte, eine zweite Reihe von Versuchen durchzuführen beschlossen mit Plattenbalken, die aus weicher Betonmasse bestehen, wie sie im Verbundbau üblich ist. Diese Versuche sind in den Jahren 1914—1920 durchgeführt; sie schließen sich in besserer Weise den heutigen Anschauungen und dem bei Bauausführungen Üblichen an und werden somit auch greifbarere Ergebnisse für das Verhalten des Eisenbetons unter den Einflüssen von wiederholter Belastung, von Witterung, Wasser und Rauchgasen ergeben als die Versuche, über die Heft 53 berichtet.

b) Teil II, Heft 54.

Den zweiten Teil der Versuche behandelt Heft 54.

Bei den hier behandelten Versuchen ist eine weiche Betonmasse verwendet mit dem im Verbundbau üblichen Wasserzusatze. Auf Anregung von Dr.-Ing. C. v. Bach (v. 16. 6. 1917) wurde über das bisher innegehaltene Versuchsprogramm (Heft 53) hinaus noch eine weitere Versuchsreihe eingeschaltet zur Beurteilung der dauernden Einwirkung von Luft und Wasser auf unbelastete Balken; die Beobachtungen wurden hier so lange ausgedehnt, bis in der Bildung von Rissen ein Beharrungszustand eingetreten war. Da dieser Zustand nach den vorliegenden Beobachtungen Ende 1920 erreicht war, wurden zu diesem Zeitpunkte auch die Ergänzungsversuche, über die Heft 54 berichtet, endgültig abgeschlossen.

Bei der Prüfung wurden sämtliche Balken zunächst bis zur rechnungsmäßigen Eisenspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² belastet. Die meisten Balken wurden dann wiederholt bis zu dieser Spannung be- und entlastet, und zwar 2 bzw. 20 mal in der Minute, im ganzen bis zu 160 000 bzw. 7,4 Millionen mal [2]). Gleichzeitig wurden die Balken — wie bei Reihe I — verschiedenen Einflüssen durch Eintauchen in Wasser, Beanspruchung durch Witterung und Rauchgase ausgesetzt. Einige Balken wurden dem Belastungswechsel nicht unterworfen, um die Einflüsse der verschiedenen Versuchsbedingungen getrennt verfolgen zu können, andere nach dem v. Bachschen Vorschlage unbelastet einmal dem Einflusse der Luft, das andere Mal dem Einflusse des Wassers ausgesetzt. Im ganzen wurden sechs Versuchsreihen durchgeführt:

1. Nach Vorschlag v. Bach,
2. wiederholte Belastung (nach 2½ Minute), zudem Luft- und Wasserwechsel,
3. wiederholte schnellwechselnde Belastung (20 mal in der Minute) und der Luft ausgesetzt,
4. Belastung wie bei 3; Balken wurden dem Wechsel von Luft und Wasser unterworfen,
5. Belastung wie bei 3; Wechsel von Luft und von Rauch,
6. Belastung wie bei 3; Wechsel von Luft, Rauch und Wasser.

Die Ergänzungsversuche zeitigten die folgenden Ergebnisse, die allerdings, kritisch betrachtet, kaum etwas bringen, was der Eisenbetonfachmann nicht schon seit langem kennt. Die Bruchlast der wiederholter Belastung und den verschiedensten Einflüssen ausgesetzten Balken war die gleiche wie die der nur einmal bis zur Spannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² belasteten und dann zum Bruch gebrachten Balken. Es hat sich somit keine Ermüdung des Materials trotz der „übertriebenen" Versuchsdurchführung feststellen lassen. Die Rißbildung lieferte schließlich bei allen Balken im allgemeinen das gleiche Bild, gleichgültig, wie die Balken gelagert und welchen äußeren Einflüssen und Belastungen sie unterzogen wurden. Der erstmaligen Belastung (bis zu $\sigma_e = 1000$ kg/cm²) entsprachen die bekannten feinen Risse im mittleren Drittel des Balkens. Zu ihnen traten bei den weiterhin unbelastet gebliebenen Balken im Laufe der Zeit die bekannten Schwindrisse hinzu. Nach einem Jahre konnte in dieser Hinsicht ein Beharrungszustand festgestellt werden. Naturgemäß steigerte die wiederholte Belastung die Zahl der Risse. Hier trat ein angenäherter Beharrungszustand nach etwa drei Jahren ein. Die mittlere Breite der Risse betrug etwa 0,03 mm, die Risse selbst traten an der Unterfläche der Balken auf, waren aber auch an den Seitenflächen sichtbar. Selten reichten sie bis über die Eiseneinlage hinauf.

Bezüglich des Rostens ergab sich, wie zu erwarten stand, daß trocken gelagerte Balken im geschlossenen Raume ohne oder mit häufig wiederholter Belastung keinen Rostansatz zeigten, eine Bügelüberdeckung mit Beton von 20 mm zeigte sich selbst bei ungünstiger Behandlung durch wiederholte Belastung und Wasserbad als ausreichend; nur bei Hinzutritt zu dieser Beanspruchung durch die Einwirkung schwefelhaltiger Rauchgase genügte auch diese Überdeckung nicht, wie das ja aus anderen Beobachtungen und Versuchen bekannt ist. Selbstverständlich mußte sich beim Vergleich von Reihe I gegenüber Reihe II zeigen, daß der bei Reihe I verwendete nicht dichte Beton stärkere Rosterscheinungen bedingt hat wie der dichte weiche Beton des zweiten Teiles der Versuche. Bei letzterem bildete sich die bekannte Schutzhaut um die Eisen aus, die durch Risse nur selten zerstört wurde.

Alles in allem haben die Versuche — wie vorerwähnt — nicht viel Neues gebracht. Ob unter diesen Umständen die ausführliche Wiedergabe von Einzelbeobachtungen und Tabellen über das Verhalten der einzelnen Balken, wie auch im Heft 54 die Wiedergabe einer großen Anzahl sich sehr gleichender Rißbilder in der Jetztzeit eine Notwendigkeit war, mag dahingestellt bleiben.

M. Foerster.

[2]) Hierzu sagt der Bericht selbst: „Die Versuchsbedingungen sind absichtlich übertrieben, um in der verhältnismäßig kurzen Zeit von 3 Jahren für die einzelnen Versuchsreihen Ergebnisse zu erzielen. In der Wirklichkeit wird es kaum jemals vorkommen, daß gleichzeitig so häufige Belastungswechsel, Wasserbad und schwefelhaltige Rauchgase auf Eisenbetonteile einwirken.

Es ist auch zu berücksichtigen, daß bei Bauwerken, die derartigen Einflüssen ausgesetzt sind (Brücken über Eisenbahngleisen u. dgl.), der Beton häufig durch besondere Maßnahmen geschützt und dadurch der unmittelbaren Einwirkung derartiger Einflüsse entzogen wird."

VERFAHREN ZUR UNTERSUCHUNG VON WASSERSPEICHERN. SEERÜCKHALT.

Von Berat. Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Leiner, Privatdozent an der Technischen Hochschule München.

Übersicht. Das Verfahren des Verfassers wird am Beispiel des Seerückhaltes erläutert und eine neue Abart desselben für genaueste diesbezügliche Untersuchungen mitgeteilt.

Für ein Wasserbecken, bei welchem gleichzeitig Zufluß und Abfluß stattfindet, bedeute mit Bezug auf eine Rechnungszeiteinheit (Monat, Tag, Stunde u. dgl.):

V Beckeninhalt am Beginn der Rechnungszeiteinheit,
V' Beckeninhalt am Ende der Rechnungszeiteinheit,
V_m mittlerer Beckeninhalt während der Rechnungszeiteinheit,
Q_z Zufluß in der Rechnungszeiteinheit, berechnet für die hydraulischen Verhältnisse der Stichzeiten, z. B. für 2 Uhr, 4 Uhr, 6 Uhr usw.,

Q_v Verbrauch oder Abfluß in der Rechnungszeiteinheit, zuzüglich etwaiger Verluste durch Verdunstung, Versickerung u. dergl., berechnet für die Verhältnisse der Stichzeiten der Untersuchung,

Q_{zm} Zufluß in der Rechnungszeiteinheit, berechnet für die Verhältnisse inmitten der Stichzeiten,

Q_{vm} Abfluß in der Rechnungszeiteinheit, berechnet für die Verhältnisse inmitten der Stichzeiten.

Es gilt $V' = V + Q_{zm} - Q_{vm}$ . . . . (1

Sind Spiegelschwankung, Zufluß und Abfluß in den aufeinander folgenden Rechnungszeiteinheiten nicht übermäßig gegeneinander verändert, wie das namentlich bei kleinen Rechnungszeiteinheiten der Fall ist, so kann man angenähert auch setzen:

$V' = V + Q_z - Q_v$ (2

Diese oder eine auf die vorangegangene Stichzeit zurückgreifende Annäherung liegt allen bisher bekannten zeichnerischen Verfahren zur Bestimmung des Seerückhaltes u. dergl. zugrunde. Auch Verfasser hat in seinem Buch „Ertragreichster Ausbau von Wasserkräften" ein Verfahren auf Grund dieser Annäherung entwickelt. Es genügt gleich den anderen für die meisten Fälle der Praxis — trotz größter Einfachheit — und sei auch hier zur Einführung zuerst besprochen.

Abb. 1. Zeichnung auf Pauspapier. (Alle Größen müssen bekannt sein.)

I. Annäherungsverfahren.

Eine Zeichnung auf Pauspapier wird über einer Hauptzeichnung auf weißem Zeichenpapier benutzt.

1. Pauszeichnung (Abb. 1).

Man fertigt gemäß Abb. 1 eine Pauszeichnung auf möglichst glasklarem, feinstem Pauspapier. Zu Spiegelhöhen des Beckens H als Abszissen zeichnet man mit positiven Ordinaten die Beckeninhalte V und mit negativen Ordinaten den Wasserverbrauch Q_v, der meistens eine Funktion von H ist.

Besonders zu achten ist auf die Rechnungszeiteinheit bzw. auf die dadurch bedingten Maßstäbe.

Wird beispielsweise die Füllung V eines Beckens von Monat zu Monat untersucht, so sind auch die Zuflüsse Q_z und der Verbrauch Q_v für je einen Monat zu berechnen und aufzutragen. Bei stündlicher Untersuchung wären Q_z und Q_v für eine Stunde aufzutragen usf.

Abb. 2. Näherungsverfahren zur Ermittelung des Inhaltes V, des Abflusses Q_v und des Pegelstandes H (gegeben ist Zufluß Q_z).

Ist Q_z in m³/s gegeben oder Q_v in m³/s gesucht, so wird dieser Maßstab zwar aufgetragen, aus ihm der Maßstab für die Rechnungszeiteinheit aber entwickelt und in letzterem Maßstabe dann die V-Linie gezeichnet (vgl. III).

2. Hauptzeichnung (Abb. 2).

In der Hauptzeichnung auf Zeichenpapier wird die Abszissenachse gezeichnet. Abszissen sind die Rechnungszeiteinheiten, z. B. Monate, Tage, Stunden, deren Stichpunkte man durch lange Vertikalstriche hervorhebt (strichpunktierte Linien in Abb. 2). Mit negativen Ordinaten werden die Zuflüsse Q_z in dem Maßstabe der Abflüsse Q_v der Pauszeichnung aufgetragen.

Man beginnt jetzt mit einem gegebenen Inhalt V, den man mit positiver Ordinate als Punkt V_a in der Hauptzeichnung vermerkt. Die Konstruktionsregel lautet:

Man überträgt den bekannten Inhalt auf die nächste Zeiteinheitsenkrechte als Punkt V. Nun legt man die Pause so über die Zeichnung, daß ihre Inhaltslinie durch Punkt V und ihre Abflußlinie durch Punkt Q_z geht, wobei auf genau lagegerechte Führung der Pause zu achten ist. Die senkrechten Linien der Pause und der Hauptzeichnung erleichtern die Einstellung (Abb. 2). Die Entfernung e der beiden Abszissenachsen wird mit dem Zirkel gegriffen und nach Abheben der Pause von den Punkten V und Q_z nach derjenigen Richtung abgetragen, nach welcher die Zeichnungsachse gegenüber der Pausenachse liegt. Das ergibt die gesuchten Punkte V′ und Q_v. Der Punkt V′ wird nun wieder als Punkt V auf die nächste Zeiteinheitsenkrechte übertragen usf.

In dieser Weise wird der Beckeninhalt V und der zugehörige Wasserabfluß Q_v von Punkt zu Punkt ermittelt.

Beweis für die Richtigkeit des Verfahrens: Man denke sich in Abb. 2 die dort gestrichelt angedeutete Pause um e abwärts geschoben; dann fällt Punkt V der Pause auf Punkt V′ der Inhaltslinie der Zeichnung. Die Abszissenachsen fallen aufeinander. Strecke $\widehat{aQ_z}$ der Pause entspricht also dem bei der Füllung V′ vorhandenen Abfluß Q_v. Demnach ist der Achsenabstand:

$$e = Q_v - Q_z \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (3$$

Ferner wurde gezeichnet:

$$V' = V - e \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (4$$

Also ist mit Gleichung (3):

$$V' = V - Q_v + Q_z \quad \ldots \ldots \ldots (5$$

d. h. gleich dem durch Gl. (2) bestimmten Wert, was zu beweisen war.

Ist das Speicherbecken (See, Talsperre) groß im Vergleich zum Abfluß in der Rechnungszeiteinheit, so muß der Pause möglichst reichliche Breite, also großer Maßstab für die Pegelstände H gegeben werden, damit die V-Linie nicht zu steil wird und dadurch unscharfe Schnitte ergibt. Der Maßstab der Pegelstände ist im übrigen gleichgültig, da er keinen Einfluß auf die Rechnung hat.

Das Verfahren ist überraschend einfach, führt außerordentlich schnell zum Ziel, ist wegen der Vermeidung von Hilfslinien und Parallelen scharf und gibt klare, prüfungsfähige Zeichnungen. Die Genauigkeit läßt sich durch Wahl kleiner Rechnungszeiteinheiten erhöhen.

Zieht man in der Pauszeichnung (Abb. 1) einen Strahl unter 45°, so läßt sich in Abb. 2 zu der fertigen Inhaltslinie ohne weiteres die Linie der Pegelhöhen H (Stand des Seespiegels) ermitteln. Man legt dazu die Pause so auf die Zeichnung, daß sich die Abszissenachsen decken und die V-Linie der Pause über je einen Punkt der ermittelten Inhaltslinie der Zeichnung zu liegen kommt. Senkrecht darunter sticht man auf dem 45°-Strahl den Pegelstand mit der Zirkelspitze durch (dicke, strichpunktierte Linie der Abb. 2).

Wenn auch der geschilderte Arbeitsgang die sonst für derartige Aufgaben entwickelten zeichnerischen Verfahren an Genauigkeit übertrifft, so kann es gelegentlich doch erwünscht sein, ein Verfahren ohne die hier gemachte Annäherung zu besitzen. Unter diesem Gesichtspunkt hat Verfasser noch nachstehende Berechnungsart entwickelt:

II. Genaues Verfahren.

Das Ergebnis soll der Bedingung der Gleichung (1) entsprechen, wobei lediglich an Stelle einer geschwungenen Linie der allgemein in der Technik übliche Vieleckzug tritt.

Die Vorbereitungen und die Arbeitsart entsprechen vollkommen denjenigen des Annäherungsverfahrens, jedoch mit folgender Abänderung:

1. Die Hauptzeichnung erhält außer den senkrechten Linien in den Stichzeiten (Abb. 3 strichpunktierte Linien) noch eine zweite Schar Senkrechter inmitten der Stichzeiten (Abb. 3 gestrichelte Linien). An den letzteren wird der wesentlichste Teil der Konstruktion ausgeführt.

2. Die Konstruktionsregel lautet:

Man überträgt den bekannten Inhalt auf die nächste Mittensenkrechte als Punkt V_1 und auf die nächste Zeiteinheitsenkrechte als Punkt V. Nun legt man lagegerecht die Pause so über die Zeichnung, daß ihre Inhaltslinie beim Füllen des Beckens halb so tief unter V_1 und beim Entleeren des Beckens halb so hoch über V_1 liegt wie die Entfernung e der beiden Abszissenachsen beträgt. Die Entfernung e wird mit dem Zirkel gegriffen und nach Abheben der Pause von den Punkten V und Q_{zm} nach derjenigen Richtung abgetragen, nach welcher die Zeichnungsachse gegenüber der Pausenachse liegt. Das ergibt die gesuchten Punkte V′ und Q_{vm}. (Man beachte: V′ wird auf der nächsten Zeiteinheitssenkrechten, nicht wie Q_{vm} auf der mittleren Senkrechten gefunden! Die Stichpunkte der V-Linie und der Q_{vm}-Linie sind also gegeneinander verschoben.)

Der Punkt V′ wird nun wieder auf die beiden nächsten Senkrechten als V_1 bzw. V übertragen usf. In dieser Weise werden der Beckeninhalt V und der mittlere Abfluß Q_{vm} von Punkt zu Punkt ermittelt. Ein auf 1 : 2 eingestellter Reduktionszirkel leistet dabei gute Dienste.

Beweis für die Richtigkeit des Verfahrens: Man denke sich in Abb. 3 die dort auf der rechten Seite gestrichelt angedeutete Pause um e abwärts geschoben; dann fällt Punkt V_{m_1} der Pause auf Punkt V_m der Inhaltslinie der Zeichnung. Die Abszissenachsen fallen aufeinander. Strecke $\widehat{aQ_{zm}}$ der Pause entspricht also dem bei der Füllung V_m vorhandenen Abfluß Q_{vm}. Demnach ist die Achsenentfernung:

$$e = Q_{vm} - Q_{zm} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (6$$

Ferner wurde gezeichnet:

$$V' = V - e \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (7$$

Also ist mit Gleichung (6)

$$V' = V - Q_{vm} + Q_{zm} \quad \ldots \ldots \ldots (8$$

d. h. gleich dem durch Gleichung (1) bestimmten Wert, was zu beweisen war.

In gleicher Weise läßt sich der Beweis für den Zustand des Anfüllens führen. Da die Bezeichnungen dort dieselben sind, werden auch die Gleichungen ähnlich:

Denkt man sich die Pause um e nach oben geschoben, dann fällt V_{m_1} auf V_m, so daß der zugehörige Abfluß also Q_{vm} ist. Daher wird die Achsenentfernung:

$$e = Q_{zm} - Q_{vm} \quad \ldots \ldots \ldots (9$$

Ferner wurde gezeichnet:

$$V' = V + e \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (10$$

Also ist mit Gleichung (9)

$$V' = V + Q_{zm} - Q_{vm} \quad \ldots \ldots \ldots (11$$

wie vorhin.

III. Beispiel: Seerückhalt.

Unter Seerückhalt oder Seeretention versteht man die Umformung einer schroffen Hochwasserwelle im Zufluß eines Sees in eine weicher und länger verlaufende Abflußwelle am Auslauf desselben.

Gegeben:

1. Zufluß Q_z m³/s während plötzlicher Hochflut gemäß Abb. 2 bzw. Abb. 3. (Dünne Linie, aufgetragen mit negativen Ordinaten.) Zweistündliche Messung.

2. Beziehung zwischen Pegelstand H m im See und Seeinhalt V m³ gemäß der eine Pausenzeichnung darstellenden Abb. 1 (geschwungene Linie mit positiven Ordinaten).

3. Beziehung zwischen Pegelstand H m im See und Abfluß Q_v m³/s aus dem See gemäß Pauszeichnung Abb. 1 (geschwungene Linie mit negativen Ordinaten).

4. Höhe des Seespiegels H_a bei Beginn der Hochwasserwelle 10 Uhr abends.

Gesucht:

1. Verlauf des Seeinhaltes V m³,
2. Verlauf des Seeabflusses Q_v m³/s,
3. Verlauf der Pegelstände im See.

Die Rechnungszeiteinheit ist durch die Zeiten der Pegelbeobachtung mit 2 h gegeben (h die Abkürzung für Stunde). Die Zeiteinheiten des Zu- und Abflusses sind Sekunde (s), somit wird der Sekundenmaßstab aus dem Rechnungszeiteinheitsmaßstab gefunden durch Division mit $2 \cdot 60 \cdot 60 = 7200$, bzw. der Rechnungsmaßstab wird aus dem Sekundenmaßstab durch Multiplikation mit 7200 erhalten. (Am einfachsten Parallelübertragung der Punkte eines schräg angelegten Papiermaßstabes, dessen beliebige Teilung bequem für die Parallelverschiebung liegt. Einstellung für einen einzelnen Punkt, z. B. 100 m³/s = 720 000 m³/2 h).

Da im vorliegenden Fall Zu- und Abfluß im Sekundenmaßstab gegeben sind, wird zuerst aus diesem der Rechnungszeiteinheitsmaßstab ermittelt und nach oben und unten abgetragen. Für den gegebenen Pegelstand H_a um 10 Uhr abends wird sodann die Anfangsfüllung V_a des Sees mit Hilfe der Pause (Abb. 1) in Abb. 2 verzeichnet, auf die nächste Senkrechte als Anfangsfüllung übertragen und nun das dargelegte Verfahren angewandt, und zwar nach Bedarf als angenähertes Verfahren gemäß Abb. 2 oder als genaues Verfahren gemäß Abb. 3.

Die Abb. 2 und 3 sind für den gleichen Fall gezeichnet, geben also auch einen Überblick über die Genauigkeit des Annäherungsverfahrens. Das genaue Verfahren ergibt einen etwas schrofferen und höheren Verlauf der Aufspeicherung und des Abflusses. Das Annäherungsverfahren arbeitet also ebenso wie die sonst hierfür bekannten zeichnerischen Lösungen beim Seerückhalt ein wenig zu günstig, doch ist der Unterschied sehr unerheblich und praktisch belanglos.

Der größte Seeinhalt fällt mit dem größten Abfluß zusammen und liegt gleichzeitig dort, wo Zuflußlinie und Abflußlinie sich schneiden. In Abb. 3 hat sich dieser genaue Schnitt ohne künstliche Nachhilfe ergeben. Für die 6 Stunden größten Abflusses wurde die Abflußlinie nicht als Vieleck, sondern als Kurve gezeichnet, um die richtige Schnittlage zur Anschauung zu bringen. In Abb. 2 ist der Schnittpunkt infolge der Annäherung in ein kleines Dreieck aufgelöst, eine Tatsache, die nicht eine Folge unscharfen Zeichnens, sondern diejenige der Annäherung ist. Wo bei anderen Verfahren, die gleichfalls mit den hydraulischen Verhältnissen der Anfangsfüllung oder der Endfüllung anstatt mit denen mittlerer Füllung arbeiten, sich ein genauer Schnitt ergibt, ist entweder unscharf gezeichnet oder der Schnittpunkt willkürlich zurechtgerückt worden.

Die Pegellinie wurde nur in Abb. 2 verzeichnet, um Abb. 3 möglichst übersichtlich zu halten.

Der Zeitaufwand für die Anwendung des Verfahrens ist außerordentlich gering; sobald Abb. 1 nach den gegebenen Unterlagen fertig gestellt und Abb. 2 bzw. 3 durch Zeichnung der Abszissenachse und der Zuflußlinie vorbereitet sind, beansprucht die Ermittelung jedes neuen Punktpaares für Inhalt und Abfluß beim Näherungsverfahren nur etwa ½ Minute, beim genauen Verfahren nur etwa $1^1/_2$ Minuten; die Zeichnungen 2 und 3 lassen sich also in etwa 6 bis 18 Minuten in Blei herstellen!

Abb. 3. Genaues Verfahren zur Ermittelung des Inhaltes V und des Abflusses Q_v (gegeben ist Zufluß Q_z). Ermittelung des Pegelstandes erfolgt nach Abb. 2.

DIE SULFATBESTÄNDIGKEIT BEI TONERDEZEMENTBETON.

Eine Mitteilung von E. Probst, Karlsruhe.

In allen Besprechungen über die Wirkung von aggressiven chemischen Stoffen auf Beton wird übersehen, daß unser Augenmerk in erster Linie auf die Verhütung von Angriffen durch Sulfate gerichtet sein sollte. Die Angriffe durch Säuren sind weit seltener als diejenigen durch Sulfate, und bei der Einwirkung von Ölen hat man zu beachten, daß das Verhalten verschieden ist, je nachdem es sich um tierische oder pflanzliche Produkte handelt.

Bei den in meinem Institute seit fast drei Jahren im Gang befindlichen vergleichenden Untersuchungen mit Beton aus Tonerde- und Portlandzement (siehe die Arbeit über Schwindmessungen usw. von meinem Assistenten Dr. Hummel) studieren wir auch das Verhalten gegen chemische Angriffe.

a) bei Portlandzement.

b) bei Tonerdezement.

Das Verhalten von Mörtel in 25prozentiger Magnesiumsulfatlösung nach zwei Jahren.

Beistehendes Lichtbild zeigt das Verhalten von Normenkörpern aus Mörtelmischungen 1:3, die über zwei Jahre in 25vH Magnesiumsulfatlösung getaucht waren. Die aus Tonerdezement hergestellten Körper zeigen heute noch nicht die geringste Veränderung. Im übrigen spricht das Bild für sich.

Die Untersuchungen werden fortgesetzt und auf Betonkörper mit und ohne Putz ausgedehnt. Über die Ergebnisse, die verschiedenen Fachleuten schon bei einem Besuch des Instituts bekanntgegeben wurden, wird berichtet werden.

DIE NEUEN AMERIKANISCHEN VORSCHRIFTEN FÜR BETON- UND EISENBETONBAUTEN.

Besprochen von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 151.)

Man darf nicht übersehen, daß die sorgfältige Vorausbestimmung und Auswahl des Mischmaterials an gewisse Voraussetzungen geknüpft ist. Von dem Beton wird in den Vorschriften verlangt, daß er bei normenmäßigem Zement und bei reinen und guten Zuschlagstoffen plastisch sein soll. Man hat also auf die Anwendung eines trockenen Betons anscheinend vollständig verzichtet. Als eine allgemeine Regel muß ferner eingehalten werden, daß nicht weniger als 15 vH zwischen dem gewählten Maximalsieb und dem nächst kleineren Sieb bleiben sollen, ferner soll nicht mehr als 15 vH feiner sein als das angenommene feinste Korn. Diese beiden Voraussetzungen sind für die Vorausbestimmung der Festigkeit grundlegend.

Die Bestimmung der Plastizität (der Konsistenz) des Betons wird nicht nur im Laboratorium, sondern auch auf der Baustelle mit Aufmerksamkeit verfolgt. Die in einem Anhang zu den Bestimmungen mitgeteilte Methode zur Bestimmung der Konsistenz von Beton mit grobem Zuschlag bis zu 5 cm Korngröße wird in einem Behälter aus galvanisiertem Blech nach beistehender Skizze Abb. 1 durchgeführt. Grund- und Deckfläche des abgestumpften Kegels sind offen und sollen parallel zueinander und senkrecht zur Kegelachse stehen. Die Prüfung selbst wird in folgender Weise vorgenommen:

Der Beton wird unmittelbar, nachdem er aus der Maschine kommt, oder von der Schalung weggenommen wird, in den Behälter hineingetan. Dieser wird auf eine ebene Unterlage (glatte Planke oder Betonplatte) gestellt, bis auf ein Viertel seiner Höhe mit Beton gefüllt, dann noch mit 20 bis 30 Stößen einer spitzen Stange durchgearbeitet. In dieser Weise wird die Füllung beendet und eben abgestrichen.

Schließlich wird der Behälter etwa drei Minuten nach vollendeter Füllung vertikal herausgehoben, und man mißt die Höhe, bis zu der die Betonmasse zusammensinkt. Das Maß für die Konsistenz ergibt sich aus der Gesamthöhe weniger der Höhe nach dem Zusammensinken. Dies ist der sog. „Slump-Versuch".

Über Schalungen und Eisenbewehrung enthält die Vorschrift nichts Neues. In den bisherigen Vorschriften hat man von der Einbettungstiefe der Eiseneinlagen im allgemeinen nur verlangt, daß sie genügend sein soll, um die Eisen zu umhüllen. Die Erfahrung hat aber gezeigt, daß sowohl die Rost- als auch die Feuersicherheit in manchen Fällen durch mangelhafte Einbettungstiefen gefährdet sind. Deshalb wird in den neuen Bestimmungen für die Stärke der schützenden Betonschicht folgendes angegeben:

Als Schutz gegen Feuchtigkeit soll die Bewehrung in Mauerfüßen und Säulenfüßen eine Betonüberdeckungsschicht von mindestens 3 Zoll = 7,6 cm haben. An den der Witterung ausgesetzten Betonoberflächen soll die Bewehrung durch eine Betonschicht von nicht weniger als 2 Zoll = 5 cm geschützt sein.

Die Bewehrung bei feuersicheren Konstruktionen soll nicht weniger als 1 Zoll = 2,5 cm bei Platten und Mauern, und nicht weniger als 2 Zoll = 5 cm bei Unterzügen eingebettet sein, vorausgesetzt, daß ein Zuschlag verwendet wird, dessen Korn nicht größer ist, als das von Kalkstein oder Grauwacke. Ist ein solcher Zuschlag nicht beizubringen, so soll die Einbettungstiefe 1 Zoll = 2,5 cm stärker sein und mit einem Drahtgewebe versehen werden, dessen Maschen nicht größer als 3 Zoll = 7,6 cm sind, und das 1 Zoll = 2,5 cm unterhalb der fertigen Oberfläche liegen soll.

In Gebäuden mit beschränkter Feuersgefahr soll die Bewehrung nicht näher an der Oberfläche liegen als ¾ Zoll = 1,9 cm bei Platten und Wänden und 1½ Zoll = 3,8 cm bei Unterzügen und Stützen.

Bezüglich der Arbeitsfugen, die in den Zeichnungen nicht besonders angegeben werden, wird verlangt, daß sie die Festigkeit und das Aussehen des Bauwerks nicht beeinträchtigen. Es sollen evtl. Verzahnungen vorgesehen werden, die ein Öffnen dieser Fugen verhindern.

In den Säulen sollen die Fugen auf der unteren Seite des Fußbodens angeordnet werden. Gewölbeanfänge und Säulenkopfkapitäle sollen als Teile der Decke betrachtet werden. Mindestens zwei Stunden müssen nach dem Einbringen von Beton in die Säulen verstrichen sein, bevor Beton in die Träger oder Platten eingebracht wird.

Abb. 1.

Abb. 2.

In den Decken sollen Fugen nahe der Mitte der Spannweiten der Platten oder Balken angeordnet werden, wofern nicht ein Balken oder Träger an dieser Stelle durchschneidet, in welchem Falle die Fugen des Trägers auf eine Entfernung gleich der doppelten Breite des Balkens abgesetzt werden sollen. (Anordnung von abgebogenen Eisen gegen Abscherung.)

Bezüglich der Trennungsfugen in langen Gebäuden wird folgendes verlangt:

Kreuzweise angeordnete Arbeitsfugen in einem Gebäude von 100 Fuß (= 30,5 m) und mehr Länge sollen besondere, rechtwinklig zur Fuge liegende Bewehrung erhalten, die auf jeder Seite der Fuge genügend einbinden. Diese Bewehrung soll auf die der Hauptzugbewehrung gegenüberliegende Seite gelegt werden; der Querschnitt solcher Bewehrung soll nicht weniger als 0,5 vH des Querschnittes des von der Fuge durchschnittenen Bauglieds ausmachen.

Die Dehnungsfugen sollen so ausgebildet werden, daß die notwendige Bewegung mit einem Minimum des Widerstandes an der Fuge sich vollziehen kann. Die an die Fuge angrenzenden Bauteile sollen auf getrennte Säulen und Mauern gestützt werden. Bewehrung soll die Ausdehnungsfuge nicht durchziehen; die Trennung soll dort eine vollständige sein. Die Kanten der Dehnungsfuge in Mauern und Widerlagern sollen abgerundet werden. Bloßliegende Dehnungsfugen zwischen getrennten Betongliedern sollen mit einem elastischen Fugenausfüller anerkannter Güte ausgefüllt werden.

Gebäude mit mehr als 200 Fuß (= 61 m) Länge und weniger als der Hälfte Breite sollen mit Hilfe der Dehnungsfugen unterteilt werden, die nahe der Mitte, aber nicht mehr als 200 Fuß (= 61 m) daneben liegen, um die zerstörenden Wirkungen des Temperaturwechsels und des Schwindens zu vermindern. Wo ein schroffer Wechsel in der Hausbreite auftritt, soll ein Dehnungsfuge vorgesehen werden.

Das Lager einer Gleitfuge soll zu einer glatten, ebene Oberfläche verarbeitet werden, sodann soll man es erhärte lassen. Darauf sollen zwei Lagen Papier (Zink, Blei, Erz wi ebenfalls für diesen Zweck verwendet) gelegt werden, bev weiterer Beton aufgebracht wird.

Wo Arbeitsfugen wasserdicht sein solle ist wie folgt zu verfahren:

Horizontale Fugen sollen durch Bildu fortgesetzter Abtreppungen in den unter Teilen des Betons, bevor dieser hart is gebildet werden. Bevor der weitere Bet darauf aufgebracht wird, soll der Anschl gründlich von Schlamm und anderen Frem körpern gereinigt werden, mit Wasser g sättigt und mit einem reinen Zementg bedeckt werden. Der neueingebrachte Bet soll so eingebracht werden, daß ein Üb schuß an Mörtel auf der ganzen Fläc der Fuge gesichert ist.

Vertikale Fugen sollen mit einer v der Bauleitung gebilligten Metalldichtu versehen werden.

Ein besonderer Abschnitt ist in d Vorschriften der Wasserdichtung d Betons gewidmet. Es wird verlangt, d der Beton, der wasserdicht sein soll, genauester Beachtung all der Vork rungen hergestellt werden soll, die in die Ausführungen bezüglich der Auswahl Stoffe, der Mischungsverhältnisse, Konsistenz, des Mischens, des Einbringe der Schutzmaßregeln und der Bearbeitun weise angeführt worden sind.

Zusätze zur Erzielung der Wasserdichtigkeit sollen ni verwendet werden, sofern die Bauleitung dies nicht genehmi

Es ist erklärlich, daß gerade auf diesem noch sehr we erforschten Gebiete Schwächen vorhanden sein müssen. enthält die Bestimmung gewisse Vorschriften über Dicht gegen Öl (Pflanzen- oder tierische Öle, die den Beton zersetz und in einem besonderen Anhang wird das Verhalten versc dener Öle und anderer Flüssigkeiten in günstige und ungüns Gruppen geteilt. Es sind dort z. T. einige Angaben, die n unbedingt bewiesen sind.

Wenn z. B. von Betonbehältern für Mineralöle verla wird, daß sie einen Überzug erhalten, der von mineralisc Flüssigkeiten nicht angegriffen und durchdrungen wird, in anderen Fällen Überzüge verlangt werden, welche in Geg wart von Kalk nicht verseifen oder oxydieren, so muß hie bemerkt werden, daß es uns bisher kaum gelungen ist, derar Überzüge einwandfrei und, was noch wichtiger ist, ohne bildung herzustellen. Wir dürfen aber nicht übersehen, jede Art von Rissen in einem Überzug der Ausgangspunkt weitere Zerstörungen bilden muß.

Der Teil der Bestimmungen, der sich mit dem Beto Seewasser befaßt, kann auch nicht befriedigen. Es wird z verlangt, daß bloßer Beton im Seewasser von 2 Fuß (= 61 unter dem niedersten Wasserstand an bis 2 Fuß über höchsten Wasserstand im Minimum 7 Sack Portlandzem pro Cubicyard fertigen Beton enthalten soll (etwa 400 kg fertigen Betons). Der andere Beton im Seewasser soll destens 6 Sack Portlandzement pro Cubicyard entha (etwa 343 kg/m³ Portlandzementbeton). Poröse oder we Zuschlagsmaterialien sollen nicht verwendet werden.

Wir wissen aus der Erfahrung, daß diese Bedingung a den Beton im Seewasser nicht schützen wird, und verlange der Regel bei unseren Bauwerken, daß sie zum mindesten e Traßzusatz erhalten, oder daß man kalkarme Zemente wenden soll.

Sehr zu beachten ist dagegen der Teil der Bestimmungen, der sich auf das Einbringen des Betons im Seewasser bezieht.

Der Beton soll beim Einbringen in Seewasser mit dem Seewasser nicht in Berührung kommen, bevor er mindestens 4 Tage erhärten konnte. Der Beton soll so eingebracht werden, daß die Zahl der Arbeitsfugen ein Minimum wird. Das Einbringen des Betons zwischen Ebbe und Flut soll unter besonderen Vorkehrungen erfolgen.

Die Bewehrung soll mindestens 3 Zoll (= 7,6 cm) von der Oberfläche entfernt liegen, an den Ecken mindestens 4 Zoll (= 10 cm). Metallunterlagen, Unterstützungen und Verbindungen sollen nicht an die Oberfläche des Betons reichen. Wo ungewöhnlich schwere Fälle mechanischer Angriffe erwartet werden, soll die Fläche des Betons von 2 Fuß (= 61 cm) unterhalb des niedersten Wasserstandes bis 2 Fuß oberhalb des höchsten Wasserstandes durch präpariertes Holz, dichtes Ziegelklinkermauerwerk oder Steinmauerwerk ähnlicher Güte geschützt werden.

Unbefriedigend sind auch die Bestimmungen über das Verhalten von Beton in alkalihaltigen Böden oder Wasser. Es wird ein bestimmtes Mischungsverhältnis verlangt (etwa 400 kg/m³ Zement fertigen Beton) und bei sehr stark konzentrierten chemisch-aggressiven Stoffen wird noch eine Drainage verlangt. Für die Eisenbewehrung wird gefordert, daß sie mindestens 5 cm tief eingebettet sein soll, die mindeste Einbettungstiefe erhöht sich auf 7,6 cm bei größeren Massen und bei schweren Fundamenten. Hier sind verschiedene Mängel, denn wir wissen aus unseren Erfahrungen der letzten Jahre, daß diese Vorkehrungen kein genügender Schutz gegen chemische Angriffe sein werden. Dagegen fehlt die Forderung der chemischen Untersuchungen von Grundwasser und Anschüttungen.

Der letzte Abschnitt der Bestimmungen befaßt sich mit dem Entwurf von Eisenbetonbauten im allgemeinen, über den nichts Besonderes zu bemerken wäre. Es wäre nur darauf hinzuweisen, daß Einzelheiten in der Vorschrift sich auf amerikanische Verhältnisse beziehen, insbesondere soweit es sich um die Bewehrungseisen handelt, die für unsere Verhältnisse nicht in Betracht kommen; es sei denn die Vorschrift über die Verwendung von kaltgezogenem Stahldraht als Betonbewehrung mit Stärken von 1,05 bis 12,7 mm. Von diesem Stahldraht wird verlangt, daß er nach dem Bessemerverfahren hergestellt wird. Er soll aus heiß gewalzten Knüppeln hergestellt und kaltgezogen sein. Die Zugfestigkeit soll mindestens 5600 kg/cm² bei einer Querschnittsverminderung von 30 vH betragen. Bei Drahtgeweben wird ein Draht mit einer Mindestzugfestigkeit von 4900 kg/cm² verlangt. Von Draht, der über 7000 kg/cm² Zugfestigkeit hat, wird verlangt, daß die Querschnittsverminderung nicht weniger als 25 vH betragen soll. Schließlich wird von diesen Eiseneinlagen verlangt, daß sie die bekannte Biegeprobe wie bei Nieteisen bestehen sollen.

Von besonderem Interesse ist für uns die Art der Behandlung der trägerlosen oder Pilzdecken in den neuen amerikanischen Bestimmungen. Da die Zahl der wissenschaftlichen Untersuchungen nur gering ist, so ist auch keine wesentliche Änderung gegenüber den letzten New Yorker Bestimmungen zu verzeichnen, wie ich sie z. B. in Band II meiner „Vorlesungen über Eisenbeton" abgedruckt habe.

Bei der Momentenverteilung, soweit sie durch die Konstruktion einwandfrei und klar festgestellt ist, wird für die Momente der inneren Felder verlangt, daß sie Deckenkonstruktionen angehören, welche drei oder mehr Reihen von Feldern nach jeder Richtung aufweisen, deren Größe ungefähr gleich bleibt. Trägerlose Decken mit hohler oder erhabener Kassettierung fallen unter die gleichen Bestimmungen.

In trägerlosen Decken, in denen der Prozentsatz der Bewehrung für das negative Moment in dem Säulenstreifen nicht größer als 1 vH ist, soll die algebraische Summe der positiven und negativen Momente in jeder Richtung des Feldes, für welche Zugbewehrung vorgesehen werden muß, zu nicht weniger angenommen werden als

$$M_0 = 0{,}09\, W\, l \left(1 - \frac{2\,c}{3\,l}\right)^2$$

Dieser Momentengrundwert wird der Berechnung der charakteristischen Momente zugrunde gelegt:

$$\text{für } \frac{c}{l} = \frac{1}{5} \text{ wird } M_0 = 0{,}068\, W\, l = 0{,}068\, q\, l^3;$$

$$\text{für } \frac{c}{l} = \frac{1}{4} \text{ wird } M_0 = 0{,}0625\, W\, l.$$

Darin ist M_0 die Summe der positiven und negativen Biegungsmomente[1]) senkrecht zu der Hauptschnittrichtung eines Feldes der trägerlosen Decke.

c bedeutet den Durchmesser des größtmöglichen in den Säulenkopf eingeschriebenen Kreises, 3,8 cm unter der Unterfläche der Decke bzw. der Unterlagsplatte (siehe Abbildung 2).

W bedeutet die totale gleichmäßig über ein Feld verteilte Last — Eigengewicht und Nutzlast. —

Bezüglich der Maximalmomente in den Hauptschnittrichtungen von trägerlosen Decken, welche einer gleichmäßig verteilten Last unterworfen sind, sollen angenommen werden:

Für das negative Moment im Mittelstreifen beginnt der Schnitt in einem Abstand ¼ von der Säulenmitte und erstreckt sich auf eine Länge von ½ (siehe Abbildung).

Für das negative Moment im Säulenstreifen beginnt der Schnitt in einem Abstand ¼ am Rande des Feldes und erstreckt sich in rechtwinkliger Richtung nach der Säule bis $\frac{c}{2}$, von dort längs eines Viertelkreises um den Mittelpunkt einer Säule bis zum benachbarten Rand des Feldes.

Für das positive Moment im Mittelstreifen erstreckt sich der Schnitt auf eine Länge von $\frac{l}{2}$ zu beiden Seiten der Mittellinie, und für das positive Moment in Gurtstreifen reicht der Schnitt auf eine Länge von ¼ in senkrechter Richtung zu der Verbindungslinie der Säulenachsen.

Für die Momente in den Hauptschnittrichtungen gelten die Angaben beistehender Zusammenstellung mit folgenden Abänderungen:

Die Summe der negativen Maximalmomente in den beiden Säulenstreifen können die angegebenen Werte unter- oder überschreiten, aber um nicht mehr als 3 vH von M_0.

Das negative Maximalmoment und die positiven Maximalmomente im Mittelstreifen und die Summe der positiven Maximalmomente in beiden Säulenstreifen sollen die angegebenen Werte um nicht mehr als 1 vH von M_0 unter- bzw. überschreiten.

Zusammenstellung der Momente in den Hautschnittrichtungen:

In Gurtstreifenmitte wird das positive Moment

ohne Unterlagsplatte:

$$\text{Für } \frac{c}{l} = \frac{1}{5} \quad M = \frac{0{,}22\, M_0}{\frac{l}{2}} = \frac{0{,}22 \cdot 0{,}068}{\frac{l}{2}}\, q\, l^3 = \frac{1}{33{,}4}\, q\, l^2$$

$$\text{Für } \frac{c}{l} = \frac{1}{4} \quad M = \frac{q\, l^2}{36{,}8}$$

mit Unterlagsplatte:

$$\text{Für } \frac{c}{l} = \frac{1}{5} \quad M = \frac{0{,}20\, M_0}{\frac{l}{2}} = \frac{q\, l^2}{36{,}8} \qquad \text{Für } \frac{c}{l} = \frac{1}{4} \quad M = \frac{q\, l^2}{40}$$

[1]) Die Summe der positiven und negativen Momente, wie sie in dieser Gleichung entwickelt ist, beträgt ungefähr 72 vH des Momentes, das man auf Grund der Elastizitätstheorie bei genauer Berechnung erhalten würde. Ausgedehnte Versuche und praktische Erfahrungen bei bestehenden Bauwerken haben bewiesen, daß die hier angegebenen Annahmen einer gleichartigen Beanspruchung entsprechen. (Diese Erklärung ist den amerikanischen Bestimmungen beigegeben.)

Am Säulenkopf wird

ohne Unterlagsplatte:	mit Unterlagsplatte:
$M = \frac{0{,}46\,M_0}{\frac{l}{2}}$	$M = \frac{0{,}50\,M_0}{\frac{l}{2}}$
Für $c = \frac{1}{5}$ $M = \frac{q\,l^2}{16}$	$M = \frac{q\,l^2}{14{,}7}$
Für $c = \frac{1}{4}$ $M = \frac{q\,l^2}{15{,}3}$	$M = \frac{q\,l^2}{14}$

In Plattenmitte wird

ohne Unterlagsplatte:	mit Unterlagsplatte:
$M = \frac{0{,}16\,M_0}{\frac{l}{2}}$	$M = \frac{0{,}15\,M_0}{\frac{l}{2}}$
Für $c = \frac{1}{5}$ $M = \frac{q\,l^2}{46{,}1}$	$M = \frac{q\,l^2}{49{,}3}$
Für $c = \frac{1}{4}$ $M = \frac{q\,l^2}{44}$	$M = \frac{q\,l^2}{47}$

Die gleichen Werte wie für Feldmitte gelten mit negativen Vorzeichen für das negative Moment in Gurtstreifen quer zur Stützenverbindungslinie.

Eine wesentliche Änderung gegenüber den früheren Vorschriften über trägerlose Decken ist hier nicht zu bemerken, wenn man die Werte mit den von mir im Band II meiner Vorlesungen zusammengestellten charakteristischen Momenten vergleicht. Nur das Moment in Plattenmitte ist größer, was den tatsächlichen Verhältnissen besser entspricht.

Die Stärke der trägerlosen Decken und Unterlagsplatten wird in folgender Weise durch die Bestimmungen begrenzt:

Die Gesamtstärke[2]) t_1 der Unterlagsplatte, in Zoll oder der Decke, die ohne Unterlagsplatte ausgeführt ist, soll nicht kleiner sein als

$$t_1 = 0{,}038\left(1 - 1{,}44\frac{c}{l}\right) l \sqrt{R\,q\,\frac{l_1}{b_1}} - 1^1/_2.$$

R = das Verhältnis des negativen Moments in den beiden Säulenstreifen zu M_0; q = die gleichmäßig verteilte Last (Eigengewicht und Nutzlast) auf die Einheitsfläche des Feldes und b_1 = die Abmessung der Unterlagsplatte parallel zur Richtung l_1.

Für trägerlose Decken mit Unterlagsplatten soll die Gesamtstärke in Zoll an den außerhalb der Unterlagsplatte liegenden Punkten nicht kleiner sein als

$$t_2 = 0{,}02\,l\sqrt{q+1}$$

Die Deckenstärke t_1 oder t_2 soll in keinem Falle kleiner sein als $\frac{l}{32}$ (Gechoßdecken) bzw. $\frac{l}{40}$ (Dachgeschoßdecken).

Bei der Bemessung der Mindeststärke soll der Wert „l" die Feldlänge bedeuten, von Mitte zu Mitte der Säulen an der Langseite des Feldes, l_1 an der kurzen Seite des Feldes, und b_1 soll die Abmessung der Unterlagsplatte in der Richtung l_1 bedeuten; bei einer Decke ohne Unterlagsplatte soll $b_1 = 0{,}5\,l_1$ gewählt werden.

Die Mindestabmessungen der Unterlagsplatten sollen in den zwei rechtwinklig zueinander stehenden Richtungen nicht weniger als $^1/_3$ der Feldlänge in der betr. Richtung betragen und die Stärke nicht größer sein als $1{,}5\,t_2$.

Die Annahmen für Deckenstärken und die Unterlagsplatten, insbesondere in den Mindestabmessungen können wohl nur den Anspruch erheben, daß sie auf Grund der langjährigen Erfahrungen bei amerikanischen Ausführungen sich bewährt haben. Wie weit die Annahmen für die Momente berechtigt sind, soll demnächst an dieser Stelle an den Ergebnissen von Spannungsmessungen gezeigt werden.

[2]) Die Stärke ist in Zoll zu nehmen. l und q sind in Fuß und Pfund auf den Quadratfuß oder in Zoll und Pfund auf den Quadratzoll zu nehmen.

DER EINFLUSS EINER EINSPANNUNG BEI EINEM I-TRÄGER AUF DEN WIDERSTAND GEGEN VERDREHEN[1]).

Von Dr.-Ing. Karl Huber in München.

Die von de St. Vénant aufgestellte Theorie der Stabdrillung ist nur dann gültig, wenn sich die durch die Verdrehung bedingte Querschnittswölbung auf der ganzen Länge des Stabes frei auswirken kann. Dieser Fall der reinen Torsion entsteht, wenn die Belastung durch zwei an den freien Endquerschnitten angreifende entgegengesetzt gerichtete Drehmomente hervorgerufen wird. In den praktischen Anwendungen trifft jedoch diese Voraussetzung selten zu. Fast immer ist mit einer mehr oder weniger starken Einspannung der Stabenden zu rechnen. Einen Ausnahmefall bildet der kreisförmige Querschnitt, und zwar nur deshalb, weil hier durch die Verdrehung keine Querschnittswölbung hervorgerufen wird.

Abb. 1.

Eine vollkommene Einspannung wird herbeigeführt, wenn ein Stab nach Abb. 1 an den beiden Enden durch zwei gleich große und im gleichen Sinne drehende Kräftepaare beansprucht wird, während ein drittes doppelt so großes Kräftepaar in der Stabmitte im entgegengesetzten Sinne dreht. Der Mittelquerschnitt muß dann aus Symmetriegründen eben bleiben, so daß jede Stabhälfte als an dieser Stelle fest eingespannt gelten kann. Die Querschnittswölbung erfolgt links und rechts in entgegengesetztem Sinne; sie nimmt mit wachsendem Abstand von der Mitte zu und erreicht erst in einer gewissen Entfernung die der reinen Verdrehung entsprechende Größe. Dieser Belastungsfall kann praktisch sehr leicht eintreten. Es braucht nur bei einem auf Biegung beanspruchten Balken, der auf zwei Stützen ruht, die in der Mitte angreifende Last nicht durch die Stegmitte, sondern etwas seitlich davon zu gehen.

Eine weniger vollkommene Einspannung entsteht, wenn bei dem in Abb. 1 gezeichneten Träger zwei gleich große und entgegengesetzt gerichtete Kräftepaare in der Stabmitte und am rechten Stabende drehen, während das linke Stabende ohne Widerstand sich frei bewegen kann. Die Formänderung erstreckt sich dabei von der Stabmitte her noch auf eine größere Strecke in den linken Trägerteil hinein, wie aus dem Nachfolgenden zu ersehen sein wird. Ebenso ergab sich jene Einspannung als unvollkommen, bei der das eine Stabende durch angenietete Winkellaschen mit einer schweren Platte fest verschraubt war.

I. Die theoretischen Lösungen.

Für den Fall der vollkommenen Einspannung eines auf Verdrehung beanspruchten I-Trägers liegen zwei theoretische Lösungen vor. Die ältere, von S. Timoschenko[2]) stammende Bearbeitung kommt durch Verschmelzung der Differential-

[1]) Teilauszug der Dr.-Arbeit des Verf., München 1922.

[2]) S. Timoschenko, Einige Stabilitätsprobleme der Elastizitätstheorie, Zeitschrift für Mathematik und Physik 1910; ferner A. u. L. Föppl, Drang und Zwang Bd. II, S. 105.

leichung der elastischen Linie für Biegung mit der Gleichung ür den Verdrehungswinkel bei reiner Torsion unter den Grenzbedingungen, daß das Biegungsmoment der Flanschen am reien Balkenende und das Drehmoment an der Einspannstelle u Null werden, zu der nachfolgenden Formel für den Verlrehungswinkel:

$$\Delta\varphi = \frac{M}{C}\left(1 - x + a\frac{\sinh\frac{x}{a}}{\cosh\frac{l}{a}} - a\,\mathrm{tgh}\frac{l}{a}\right) \quad \ldots \text{(1}$$

Für den Drehwinkel des ganzen Stabes mit der Länge l erschwinden das zweite und dritte Glied in der Klammer und ußerdem wird bei größeren Stablängen $\mathrm{tgh}\frac{l}{a} = 1$, so daß ie Formel übergeht in:

$$\Delta\varphi = \frac{M}{C}(l - a) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(2}$$

n den Formeln bedeutet $M = \frac{P}{2}h$ das Drehmoment, C die)rillungssteifigkeit, nämlich $C = G.J$, wo G der Schubmodul nd $J = \eta\sum\frac{d^3 l}{3}$ der Drillungswiderstand ist. In letzterem ist η in aus Versuchen gewonnener Festwert[3]), d und l die Dicke nd Länge von Steg und Flanschen. Ferner ist in obigen 'ormeln x der Abstand vom freien Trägerende und $a = \sqrt{\frac{D h^2}{2C}}$, o $D = E\Theta$ die Biegungssteifigkeit eines Flansches und h ie Trägerhöhe bedeuten. E ist der Elastizitätsmodul und Θ as Trägheitsmoment eines Flansches. Das infolge der Einpannung und damit hervorgerufener Behinderung der Querchnittswölbung auftretende Biegungsmoment ist $M_B = D\frac{d^2 y}{d x^2}$, o y die Durchbiegung der Flanschen ist. Unter Benützung er Beziehung $y = \frac{h}{2}\Delta\varphi$ erhält man die folgende Formel:

$$M_B = M\cdot\frac{D}{C}\cdot\frac{h}{2a}\left(\sinh\frac{l-x}{a} - \mathrm{tgh}\frac{l}{a}\cosh\frac{l-x}{a}\right) \quad \text{(3}$$

)ie größte Biegungsspannung in den Flanschen ergibt sich infach zu $\sigma = \frac{M_B\, b}{2\Theta}$, wo b die Flanschbreite ist.

Die andere von A. Senft[4]) stammende Bearbeitung ommt nach ähnlichen Annahmen zu der nachfolgenden ormel für den Drehwinkel der ganzen Balkenlänge:

$$\Delta\varphi = \frac{M}{C}\left[1 - \frac{1}{n_2^4 - n_1^4}\left(n_2^5\,\mathrm{tgh}\frac{l}{n_2} - n_1^5\,\mathrm{tgh}\frac{l}{n_1}\right)\right] \ldots \text{(4}$$

In der Originalabhandlung sind nur die Formeln für die)urchbiegung y der Flanschen angegeben. Formel (4) war ier zum Vergleich mit den Formeln (1) und (2) auf einfache rt mit Hilfe der Beziehung $y = \frac{h}{2}\Delta\varphi$ auf den Drehwinkel mgerechnet worden. Wegen der Bedeutung der Größen n_1 und n_2 wird weiter auf die Originalschrift hingewiesen. as in den Flanschen auftretende Biegungsmoment ergab ch zu:

$$M_B = \frac{M}{h(n_2^2 - n_1^2)}\left(n_2^3\frac{\sinh\frac{x}{n_2}}{\cosh\frac{l}{n_2}} - n_1^3\frac{\sinh\frac{x}{n_1}}{\cosh\frac{l}{n_1}}\right) \quad \ldots \text{(5}$$

lit seiner Hilfe können die Biegungsspannungen wie oben erechnet werden. Die Abstände x zählen bei den Formeln) bis (5) vom freien Trägerende weg.

[3]) A. Föppl, Versuche über die Verdrehungssteifigkeit der Walzenträger, Bayr. Akademieberichte 1921.
[4]) A. Senft, Über die Beanspruchung von I-Trägern durch Drehomente, Zeitschr. für Bauwesen 1919, Bd. 69.

Beide theoretischen Lösungen bringen in den Formeln (2) und (4) den Einfluß der Einspannung eines Stabendes dermaßen zum Ausdruck, als ob der Träger statt einer Länge l eine Länge (l—a) hätte. a ist nach Timoschenko der oben angeführte Wurzelausdruck und nach Senft das zweite Glied des Klammerausdrucks in Formel (4). Das Biegungsmoment nach Formel (2) oder (5) nimmt von der Einspannstelle, wo es am größten ist, bis zum Trägerende allmählich ab, während umgekehrt die Verdrehungsbeanspruchung zunimmt. Den Drehwinkel ϑ auf die Länge „eins" kann man noch durch einfache Differentiation von $\Delta\varphi$ nach d x erhalten.

Das Ziel der nachstehend beschriebenen Versuche war nun, Klarheit über den Einfluß einer Einspannung auf den Widerstand gegen Verdrehen zu bringen und ferner zu zeigen, inwieweit die theoretischen Lösungen der Wirklichkeit nahekommen.

II. Die Versuche.

Der Versuchsplan sah zunächst die Ermittelung der Behinderung der Querschnittswölbung in mehreren über die Trägerlänge in gewissen Abständen verteilten Querschnitten, ferner die Feststellung des Verdrehungswinkels in den verschiedenen aufeinanderfolgenden Querschnittsabständen von Einspannstelle bis Trägerende und schließlich noch die Bestimmung der Längenänderungen und damit der Spannungen an den Schmalseiten der Flanschen vor. Die Versuche wurden vor einigen Jahren im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule München unter der Oberleitung des † Vorstandes, Herrn Geheimrat Prof. Dr. A. Föppl ausgeführt.

A. Die vollkommene Einspannung.

Zu den Versuchen diente ein 6,9 m langer I-Träges NP 30 mit den Trägheitsmomenten $J_x = 9716\ cm^4$ und $J_y = 430\ cm^4$ und dem Drillungswiderstand $J = 53{,}3\ cm^4$. Die genauen Maße waren 30,1 cm Höhe, 12,4 cm Breite, 1 cm Stegdicke und 1,6 cm mittlere Flanschdicke. Der Träger befand sich in wagerechter Lage, wobei an den Auflagerenden zur Wahrung voller Bewegungsfreiheit zwei gekreuzte Stahlwalzen unter die Flanschenbreitseite gelegt waren. In der Trägermitte wirkte das Drehmoment in einer Höhe von 11 600 cmkg, so daß auf jede Trägerhälfte ein Moment von 5800 cmkg entfiel. Die Trägerenden waren an den Flanschschmalseiten durch geeignete Winkelstützen, die den Formänderungsvorgang so wenig als möglich hinderten, gegen Umkippen gesichert. Das Belastungsschema war das gleiche wie in Abb. 1, so daß eine vollkommene Einspannung in der Trägermitte bewirkt war. Das Belasten erfolgte in gleicher Weise, wie dies bei früheren ähnlichen Versuchen[5]) schon genauer beschrieben wurde.

Die Feststellung der Querschnittskrümmung geschah derart, daß an den vier Eckpunkten der Flanschaußenseiten die Größe der Verschiebungskomponenten ξ in Richtung der Stabachse mit Hilfe eines festen Rahmens und eines Spiegelgeräts gemessen wurde. Der Rahmen war in den Hauptachsen des Querschnitts festgeklemmt, die bei der Verdrehung in derselben Ebene bleiben, wodurch die Messung der Verschiebung der übrigen Querschnittspunkte ermöglicht war. Die genaue Beschreibung dieser Meßvorrichtung mit Skizze sowie die Arbeitsweise finden sich in einer in dieser Zeitschrift früher erschienenen Veröffentlichung[5]). Die Querschnittswölbung wurde in beiden Trägerhälften in den Querschnitten ± 3, + 25, ± 50, ± 100, + 150, ± 200, + 250 und + 300 cm gemessen, wobei sich das + und —-Zeichen auf rechte und linke Trägerhälfte und die Zahlen auf die Abstände in cm vom Mittelquerschnitt beziehen. Die Verschiebungskomponenten wachsen nach früheren Versuchen proportional mit den Abständen von der Flanschmitte und erreichen an den Flanscheckpunkten ihren größten Wert. Ihr Richtungssinn war in den

[5]) K. Huber, Die Querschnittswölbung im verdrillten I-Träger, Zeitschrift „Der Bauingenieur" 1924.

durch die zwei Hauptachsen gebildeten vier Quadranten nacheinander abwechslungsweise verschieden, und zwar waren die ξ einmal zum Endquerschnitt hin und das andere Mal vom Endquerschnitt weg gerichtet. Links und rechts der Trägermitte bildete sich die Querschnittswölbung, dem verschiedenen Drehsinn der beiden Momente entsprechend, in entgegengesetztem Sinne aus. Die in symmetrischen Querschnitten der zwei Trägerhälften und ebenso die an den vier äußeren Flanscheckpunkten erhaltenen Verschiebungszahlen, die von einander nur geringere Abweichungen zeigten, wurden für die Versuchsauswertung zu einem Mittelwert zusammengezogen. Sie wuchsen vom Einspannquerschnitt, wo sie Null waren, bis zum Querschnitt 150 cm und behielten von da ab bis zum Trägerende fast gleiche Größe bei. Diese Restlänge kann daher genau genug schon als der Bereich der ungehinderten Querschnittswölbung angesehen werden. Man erhielt folgende Ergebnisse:

Zahlentafel 1.

Verschiebungskomponente ξ_v in $^1/_{1000}$ mm an den äußeren Flanscheckpunkten in den Querschnitten							
± 3	$+25$	± 50	± 100	$+150$	± 200	$+250$	$+300$
17,1	39,4	64,8	93,5	107,8	115,2	109,3	111,2

In Abb. 2 sind ferner noch die Zahlenwerte in einem Diagramm aufgetragen und dort mit ξ_v bezeichnet.

Die Messung des Verdrehungswinkels zwischen den einzelnen Querschnitten erfolgte in üblicher Weise mit kleinen in der Stegmitte angekitteten Spiegeln, kreisförmigen Skalen und Fernrohren. Die Versuchsergebnisse sowie die zum Vergleich mit aufgeführten Rechenergebnisse nach den Formeln von Timoschenko und Senft sind aus Zahlentafel 2 ersichtlich. Ferner sind in Abb. 3 die Versuchswerte des Gesamtverdrehungswinkels $\Delta\varphi_v$ und des auf die Länge „eins" umgerechneten Drehwinkels ϑ_v noch graphisch aufgetragen, wobei durch den gleichen Verlauf der Kurven von ξ_v und ϑ_v in Abb. 2 und 3 die Versuchsergebnisse sich gegenseitig bestätigen.

Der Unterschied zwischen Versuchs- und Rechenergebnissen ist demnach nur sehr gering. Die Senftsche Formel stimmt dabei etwas besser mit den Versuchswerten überein als jene von Timoschenko. Vom Querschnitt 150 cm an kann der Einfluß des Biegungsmomentes als verschwindend klein angesehen werden, da die Drehwinkel ϑ_v nach Zahlentafel 2 und Abb. 3 konstant geworden sind. Außerdem steigt der Gesamtverdrehungswinkel $\Delta\varphi_v$ von hier ab proportional an, was sich durch den geraden Verlauf der Kurve kundgibt. Der anfänglich gekrümmte Teil der Kurve ist durch die Einspannung hervorgerufen. Jener Teil kann demnach genau genug als der Bereich der reinen Torsion bei einem Mittelwert von $\vartheta/_{1\,cm} = 131 \cdot 10^{-6}$ angesehen werden, woraus sich die Drillungssteifigkeit C des Trägers mittels der Formel $C = \frac{M}{\vartheta}$ zu $44{,}25 \cdot 10^6$ kgcm² ergibt. Durch einfache Proportionsrechnung unter Verwendung der Formel für den ganzen Drehwinkel $\Delta\varphi = \frac{M}{C} \cdot l$ auf die Trägerlänge $l = 300$ cm erhält man aus den Versuchen die infolge der Einspannung eingetretene ideelle Stabverkürzung l_v zu 46 cm. Diese Größe ergibt sich übrigens auch zeichnerisch aus Abb. 3, wenn man den geraden Teil der Kurve $\Delta\varphi_v$ noch rückwärts bis zum Schnitt mit der Abszissenachse verlängert. Der Abschnitt auf der Abszissenachse stellt dann die Stabverkürzung l_v dar. Die Formel für den Drehwinkel eines NP I-Trägers bei vollkommener Einspannung eines Endes, wobei l_v durch die Trägerhöhe h ausgedrückt ist, lautet demnach:

$$\Delta\varphi = \frac{M}{C}(l - 1{,}53\,h) \quad \ldots \ldots \ldots (6$$

Aus den Formeln nach Timoschenko und Senft errechnet sich dieser Wert l_v, der im vorhergehenden mit a bezeichnet wurde, zu 68,7 und 61,9 cm. Der Senftsche Wert ergibt hiernach wieder etwas bessere Übereinstimmung mit dem Versuch.

Zahlentafel 2.

Zwischen den Querschnitten	Verdrehungswinkel $\Delta\varphi_v \cdot 10^{-6}$ nach Versuch	Timoschenko	Senft	Zwischen den Querschnitten	Verdrehungswinkel der Einheit $\vartheta_v \cdot 10^{-6}$ nach Versuch	Timoschenko	Senft
0 und 3	—	39	49	—	—	—	—
3 „ 25	550	514	514	3 und 25	25	23	23
3 „ 50	2 200	1 848	2 099	25 „ 50	66	53	63
3 „ 100	6 775	6 161	6 711	50 „ 100	91	86	92
3 „ 150	13 675	11 621	12 411	100 „ 150	120	109	114
3 „ 200	20 115	17 631	18 621	150 „ 200	129	120	124
3 „ 250	26 825	23 931	24 981	200 „ 250	134	126	127
3 „ 300	33 375	30 349	31 471	250 „ 300	131	128	130

Die in den Flanschen infolge der Einspannung auftretenden Längenänderungen wurden ferner bei den verschiedenen Querschnitten an den zwei äußeren Schmalseiten des oberen Flansches, ungefähr 5 mm von der oberen Außenkante entfernt, gemessen. Hierzu benützte man ein Spiegelgerät mit 5 mm hoher Martensschneide, die aber auf der Flanschanliegeseite nur ½ mm Breite besaß. Die Meßfeder hatte bei Querschnitt 3 eine Länge von 5 cm und bei den übrigen Querschnitten eine solche von 10 cm. Außerdem war auf der Meßfeder noch ein fester Raumspiegel zur Ausschaltung der Raumbewegungen angeordnet. Die Längenänderungen ergaben sich dann aus der Differenz der beiden Spiegelablesungen. Auf der einen Flanschschmalseite wurden erwartungsgemäß Zusammendrückungen und auf der anderen Verlängerungen gefunden, wobei die bei den einzelnen Querschnitten erhaltenen zwei Längenänderungen nur geringfügige Abweichungen voneinander zeigten. In der nachfolgenden Zahlentafel 3 sind nur die Normalspannungen σ eingetragen, die aus den auf die Länge „eins" umgerechneten Längenänderungen ε mit Hilfe der Beziehung $\sigma = E\,\varepsilon$ errechnet worden waren. Diese Werte stellen jedoch für die

Abb. 2 u. 3.

inzelnen Querschnitte nur Mittelwerte aus der Meßstrecke oder 10 cm dar, da die Spannungen von der Einspannstelle is zum freien Trägerende, und zwar am Anfang sehr rasch on einem Größtwert bis Null abnehmen. Zum Vergleich hierzu ind noch die nach den theoretischen Lösungen von Timo-chenko und Senft mit Benutzung der Formeln (3) und (5) erechneten Normalspannungen σ eingetragen.

Zahlentafel 3.

Querschnitt		0	3	25	50	75	100	125	150	200	250	300
Normal-spannung in g/cm² nach	Versuch	—	402	291	192	139	98	63	49	16	4	1
	Timoschenko	394	377	303	191	—	92	—	45	21	10	5
	Senft	391	383	272	181	—	80	—	36	16	7	2

Die Zahlenwerte aus Versuch und Theorie weichen hier-ach weniger von einander ab. Erstere sind ferner noch in bb. 2 graphisch aufge-agen.

Wie weit ferner eine bereinstimmung in den lessungen der Verschie-ungskomponenten ξ_v und er Längenänderungen Δ l rzielt worden war und wie roß die Zuverlässigkeit der usgeführten Messungen ist, konnte auf einfache Art mit Iilfe der noch hier gültigen Beziehung $\sigma = E \frac{\partial \xi}{\partial x}$ nach-eprüft werden[6]). Dies geschah durch Zeichnung der Tangenten n die Kurvenlinie der ξ_v in den Querschnitten 3, 50 und 100 cm nd durch Ausrechnung der Neigung $\frac{\partial \xi}{\partial x}$ unter genauer Be-chtung des angewendeten Maßstabes. Mit E = 2 150 000 g/cm² berechnet sich die Normalspannung in den drei Quer-chnitten zu 350—203 und 83 kg/cm², wodurch sich eine gute bereinstimmung mit den obigen Werten in Zahlentafel 3 rgibt. Die von dem Drehmoment hervorgerufene größte chubspannung τ_{max} tritt in der Mitte der Flanschen an der icksten Stelle des Querschnitts auf. Diese berechnet sich ir das Gebiet der unbehinderten Querschnittswölbung zu 74 kg/cm². Die Schubspannung erreicht also bei weitem icht die Höhe der infolge der Einspannung auftretenden ormalspannungen. Diese sind für den Einspannquerschnitt ehr als doppelt so groß als τ_{max} und kommen demnach für e Beurteilung der Bruchgefahr als ausschlaggebend in Be-acht.

B. Die unvollkommene Einspannung.

Ein zweiter Versuch erstreckte sich auf die Ermittlung er Formänderungsvorgänge im I-Träger bei einer anderen eniger vollkommenen Einspannung. Hierzu kam die schon n Eingang erwähnte Beanspruchungsart in Anwendung. ei dem gleichen Träger des vorhergehenden Versuchs wurde as in der Stabmitte angreifende Drehmoment auf die Hälfte, i. 5800 cmkg, verkleinert und die am linken Trägerende zur ufnahme der Gegenkräfte dienenden Stützen entfernt, so daß ur auf die rechte Trägerhälfte das Drehmoment von 5800 cmkg ll wirkte. Die linke Trägerhälfte, auf die keine äußeren räfte mehr einwirkten, bildete somit den eine teilweise Ein-annung des rechten Trägerteils bildenden Körper.

Die hier angestellten Messungen erstreckten sich auf die rmittelung der Verschiebungskomponenten ξ und des Ver-ehungswinkels, die in der gleichen Weise wie früher erfolgten. e wurden auch auf den linken Trägerteil (Querschnitte ort mit „ -“ bezeichnet) ausgedehnt, um die Reichweite er Formänderungen vom rechten Trägerteil her festzu-ellen.

[6]) A. Föppl, Die Beanspruchung eines Stabes auf Drillen bei behin-rter Querschnittswölbung, Bayer. Akademieberichte 1920.

Zahlentafel 4.

Verschiebungskomponente ξ_u in $^1/_{1000}$ mm an den äußeren Flanscheckpunkten bei den Querschnitten

— 200	— 150	— 150	— 50	— 3	+ 3	+ 50	+ 100	+ 200	+ 300
2,6	3,4	10,8	27,9	58,8	65,7	90,4	105	111	118

Die bei den Querschnitten — 200 und — 150 cm gemessenen Verschiebungszahlen fallen schon in den Bereich der Meßfehler. Sie können daher ohne Fälschung des Versuchsergebnisses gleich Null gesetzt werden, wodurch ausgesprochen wird, daß der Einfluß der Drehbeanspruchung hier erloschen ist. In den Querschnitten — 200 und — 300 cm kann die Drehbeanspruchung als kaum mehr beeinflußt durch Biegungsmomente gelten.

Zahlentafel 5.

Zwischen den Querschnitten in cm	— 250 und — 200	— 200 und — 100	— 150 und — 100	— 100 und — 50	— 50 und — 25	— 25 und — 3	+ 3 und + 25	+ 25 und + 50	+ 50 und + 100	+ 100 und + 150	+ 150 und + 200	+ 200 und + 250	+ 250 und + 300
Drehwinkel ϑ/1 cm·10^{-6}	8	5	7	21	34	62	88	99	116	125	140	138	135

Die ersten drei Drehzahlen zwischen den Querschnitten — 250 und — 100 cm fallen hier wieder, wie vorher die ξ, in den Bereich der Versuchsfehler, die bei diesem Versuch infolge des vollkommen frei beweglichen linken Trägerendes und damit bedingter größerer räumlicher Verlagerungen des Trägers sich stärker geltend machten.

Auf Grund der beiden Versuche kann man die Reichweite der sich vom rechten Trägerteil her übertragenden Formänderungen bis zum Querschnitt — 125 cm annehmen. Die Drehbeanspruchung ist ferner bei Querschnitt + 125 cm kaum mehr durch Biegungsmomente gestört. Der Einfluß einer derartigen Einspannung erstreckt sich demnach auf eine Länge von 2—2,5 m, während jener bei der vollkommenen Einspannung nur bis ungefähr 1,50 m reichte. Die Verschiebungskomponenten ξ und die Drehwinkel ϑ/1 cm sind ferner noch in Abb. 1 und 2 graphisch aufgezeichnet und dort mit ξ_u und ϑ_u bezeichnet. Beide Kurven haben ganz ähnliches Aussehen und bestätigen sich hierdurch gegenseitig. Außerdem ist noch in Abb. 2 die Kurve des Gesamtverdrehungswinkels $\Delta \varphi_u$ eingetragen. Sie verläuft zuerst von Querschnitt — 125 cm ab infolge der Einspannung wieder krummlinig und von Querschnitt + 125 cm ab, im Bereich der reinen Torsion, geradlinig. Die durch diese Einspannung bedingte Stabverkürzung l_u erhält man wie früher zeichnerisch zu 120 cm[7]).

Aus dem Verlauf der Kurve der ξ und deren Neigungsverhältnis $\frac{\partial \xi}{\partial x}$ ergibt sich ferner, daß die durch diese Einspannung bedingten Normalspannungen nie jene Höhe erreichen wie bei der vollkommenen Einspannung, da $\frac{\partial \xi}{\partial x}$ hier nicht jene größten Werte annimmt.

Schließlich wurde noch untersucht, ob das Gesetz der Superposition verschiedener Spannungs- und Formänderungszustände bei diesen zwei Arten von Einspannung und Belastung bestätigt wird. Subtrahiert man nämlich bei den zwei Kurven der unvollkommenen Einspannung die Größen der ξ und der ϑ des linken Trägerteils von den symmetrisch liegenden Größen der ξ und der ϑ des rechten Trägerteils, so bilden die bis zur Abszissenachse verbleibenden Reststrecken die Ordinaten der Kurve von Querschnittswölbung und Drehwinkel, wie sie bei der vollkommenen Einspannung gefunden wurden. Durch Nachmessen zeigt sich, daß die

[7]) Die Größe l_u hat nicht die gleiche Bedeutung wie vorher l_v, da auf sie die Anwendung von Formel (2) und (6) nicht zutrifft.

Übereinstimmung nahezu vollständig erreicht ist. Die Übereinanderlagerung der Spannungszustände bei diesen zwei Belastungsarten hat sich demnach durch den Versuch vollkommen bestätigt.

Ein dritter Versuch wurde schließlich noch mit einem 1,25 m langen **I**-Träger von 30 cm Höhe durchgeführt, bei dem die Einspannung durch Winkellaschen erfolgte, die einerseits an dem einen Trägerende angenietet und andererseits mit einer schweren gußeisernen Platte fest verschraubt waren. Die Art der Vernietung zeigt Abb. 4. Die Flanschen waren durch je zwei 20er Niete und der Steg durch drei 14er Niete mit den Winkeleisen verbunden. Die Herstellungsart war Maschinennietung. Ferner waren die Flanschen dieses **I**-Trägers auf den Innenseiten parallel zu den Außenseiten zugehobelt, so daß diese jetzt Rechtecke von 11,8 mm Dicke und 125 mm Länge bildeten. Diese Profiländerung war früher schon bei Gelegenheit anderer Versuche vorgenommen worden. Die Drillungssteifigkeit C und die Biegungssteifigkeit D des Trägers waren $29,1 \cdot 10^6$ und $424 \cdot 16^6$ cm²kg. An dem freien Ende des an der Platte wagerecht angebrachten Versuchsträgers wirkte das Drehmoment in der Höhe von 5800 cmkg. Die Platte selbst konnte infolge ihres großen Gewichtes und der weiter dabei verwendeten Befestigungsart bei der Verdrehung des Trägers keinerlei Bewegungen ausführen, was mit Hilfe von Spiegelmessungen besonders festgestellt worden war.

Abb. 4.

Die Versuche erstreckten sich auf die Ermittelung der Querschnittswölbung, des Drehwinkels und der Normalspannungen in den Flanschen.

Die Verschiebungskomponenten ξ wurden an mehreren Punkten der Innen- und Außenseiten der Flanschen gemessen. Dabei ergab sich auch, daß die ξ mit den Abständen von der Flanschmitte proportional anstiegen. Ferner waren sie an den Flanschinnenseiten um rund 6 vH größer als an den Flanschaußenseiten. Am Steg selbst wurde wegen der hier sehr kleinen Werte nichts gemessen. Die in den nachfolgenden Zahlentafeln angegebenen Querschnittsbezeichnungen stellen die cm-Abstände der jeweiligen Querschnitte von Mitte Nietschaft dar.

Abb. 5.

Zahlentafel 6.

Verschiebungskomponente ξ in $^1/_{1000}$ mm an den äußeren Flanscheckpunkten in den Querschnitten

5	13	28	43	58	78
42,0	54,0	71,2	89,8	102,7	119,7

Die angegebenen Verschiebungszahlen sind die Mittelwerte aus den an den vier Flanscheckpunkten gemessenen Einzelwerten, die sich nur wenig voneinander unterschieden.

Der Drehwinkel $\vartheta/1$ cm ergab zwischen den Querschnitten 5 und 28 cm, dann 28 und 58 cm, ferner 58 und 78 cm die Werte: $64 \cdot 10^{-6}$; $113 \cdot 10^{-6}$; $135 \cdot 10^{-6}$.

Ein mit diesem Träger besonders angestellter Versuch bei lotrechter Aufhängung und ohne Einspannung hatte bei dem Drehmoment von 5800 cmkg einen Verdrehungswinkel der Einheit von $\vartheta/1$ cm $= 188 \cdot 10^{-6}$ ergeben. Bei obigem Versuch mit Einspannung war das Gebiet der reinen Verdrehung also noch nicht erreicht, was nicht nur aus den Drehwinkeln, sondern auch aus den bis zum Querschnitt 78 noch fortwährend wachsenden Verschiebungskomponenten zu ersehen ist. Die in Abb. 5 aufgezeichneten beiden Kurven der ξ und ϑ lassen dies ebenfalls deutlich erkennen.

Die an den vier Schmalseiten von Ober- und Unterflansch erfolgte Messung der Normalspannungen lieferte nur wenig voneinander abweichende Einzelwerte, die abwechselnd in den durch die zwei Querschnittshauptachsen gebildeten vier Quadranten Zug- und Druckspannungen darstellten. In Zahlentafel 7 sind die Mittelwerte und ferner noch zum Vergleich die nach Timoschenko gerechneten und bei vollkommener Einspannung auftretenden Normalspannungen eingetragen. Die nach Senft gerechneten Spannungen ergeben nur geringe Abweichungen von jenen nach Timoschenko.

Zahlentafel 7.

Querschnitt		5	28	58	78	103
Spannung in kg/cm² nach	Versuch	433	313	193	135	60
	Timoschenko	416	299	180	116	44

Die durch Vernietung hergestellte Einspannung des **I**-Trägers kommt also nahe an eine vollkommene Einspannung heran, wie dies der Vergleich der Normalspannungen aus Versuch mit jenen nach Timoschenko erkennen läßt. Die Spannung im Vernietungsquerschnitt wird, nach der Neigung der aus Abb. 5 ersichtlichen Kurve der σ zu schließen, nicht viel größer als die im Querschnitt 5 auftretende sein. Die Rechnung ergab hierfür 444 kg/cm².

Die durch das Drehmoment von 5800 cmkg in der Flanschmitte auftretende größte Schubspannung ergibt sich unter der Voraussetzung der reinen Torsion nach der Näherungsformel $\tau_{max} = \frac{M}{J}\, t$ (t die Flanschdicke) zu 198 kg/cm². Hingegen sind die infolge der Einspannung entstehenden Normalspannungen mehr als doppelt so groß und daher auch maßgebend für die Beurteilung der Bruchgefahr.

Erwähnt sei schließlich noch, daß die Vernietung dieses Trägers an den Flanschen zuerst von Hand unter Verwendung von 14er Nieten hergestellt war. Die Einspannung war aber in diesem Falle bedeutend weniger gut, und zwar war sie im unteren Flansch schlechter als im oberen Flansch, was deutlich bei der Messung der Querschnittswölbung hervortrat.

Außer bei dem **I**-Träger wurde der Einfluß einer vollkommenen Einspannung auch noch bei Stäben von elliptischem und quadratischem Querschnitt auf dem Versuchswege festgestellt. Bei dem elliptischen Stab mit den Halbachsen a = 4,69 und b = 0,98 cm war der Einfluß der Einspannung in einem Abstand von 7,5 cm praktisch vollständig erloschen, und die hieraus sich ergebende ideelle Stabverkürzung l′ betrug 1,3 cm = 0,36 a. Damit war auch eine gute Übereinstimmung mit einer von A. Föppl [6]) aufgestellten theoretischen Lösung erzielt worden. Bei dem quadratischen Stab mit einer Seitenlänge s = 3,58 cm war in dem Abstand 5 cm von der Einspannstelle ebenfalls wieder praktisch reine Verdrehung, und die Stabverkürzung l′ wurde zu 0,79 cm = 0,22 s gefunden. Die auftretenden Normalspannungen bilden hier gegenüber den Schubspannungen bei der Beurteilung der Bruchgefahr nur eine untergeordnete Rolle. Für rechteckige Stäbe hat Timoschenko eine theoretische Lösung gebracht, wonach sich wie bei dem elliptischen und quadratischen Stab der Einfluß einer Einspannung auf den Widerstand gegen Verdrehung als klein ergibt.

BAU EINER WASSERKRAFTANLAGE AN DER OBEREN SPREE.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

Abb. 1. Lageplan.

Abb. 2. Felsaussprengung für die Wasserkammern und den Turbinenkeller.

Die Spree führt in Kirschau bei Schirgiswalde oberhalb Bautzen in Sachsen eine Wassermenge, die einen gestaffelten Ausbau von drei m³/sec gestattet. In Flur Kirschau war auf eine Wildbettlänge von 1,20 km bisher eine sehr unwirtschaftliche Ausnutzung in Betrieb. Das von dem Wehr in einen langen, ziemlich verwilderten Obergraben gedrängte Wasser setzte unter verschiedenen Verästelungen drei gewissermaßen parallel geschaltete Wasserräder in Bewegung, Abb. 1 (Grundriß) bei R_1, R_2 und R_3. Der gemeinschaftliche Untergraben war zugleich Obergraben eines weiteren Triebwerkes, wo noch 1,0 m Gefälle mit einer Girardturbine ausgenutzt wurde. Die letztere Anlage lag jedoch sehr oft im Stauwasser.

Das Ausnutzungsrecht der Wasserkraft lag in den Händen der Bautzener Papierfabrik, die jedoch ihren Besitz in Kirschau und damit auch das Wasserbenutzungsrecht an die Firma Vereinigte Spinnereien und Webereien Aug. Pelz und C. W. Paul in Kirschau verkaufte. Diese Firma faßte alsbald eine großzügige Zusammenfassung der Wasserkraft ins Auge und ließ sich von den Firmen Windschild & Langelott A.-G., Dresden, Siemens-Schuckert-Werke, Büro Dresden und Briegleb, Hansen & Co., Gotha, Büro Dresden, eine Planung in mehreren Varianten ausarbeiten zum Zwecke einer Verbesserung der gesamten Wasserführung unter Zusammenfassung der vier Triebwerke sowie der Errichtung einer modernen Stromerzeugungsanlage.

Die Entwurfsvorschläge behielten teils die alte Trace um die Felsnase herum bei, teils sahen sie einen Durchstich dieses Felsens vor. Man entschied sich für die Ausführung eines Freispiegelstollens, wodurch eine Grabenverkürzung um 200 m erreicht und eine beträchtliche Bodenfläche erschlossen wurde. Vgl. Lageplan Abb. 1.

Infolge der Erschwerung der wirtschaftlichen Verhältnisse wurde die Bauausführung mehrere Jahre verzögert, und erst im Frühjahr 1924 wurde der Ausbau beschlossen. Inzwischen hatte man sich auf Vorschlag der Firma J. M. Voith, Heidenheim, Büro Dresden, entschieden, statt der Spiralturbinen mit Zuführungsdruckrohr offene Schachtturbinen einzubauen. Nach Umarbeitung der Pläne wurde an verschiedenen Stellen der Ausbau gleichzeitig begonnen. Der Bau des Wasserschlosses bzw. der Turbinenkammern machte erhebliche Sprengungen nötig, die den ersten Teil der Ausführungen bildeten (Abb. 2). Sehr bald wurde auch mit der Sprengung des etwa 35 m langen Stollens und seiner Voreinschnitte begonnen. Es lag durchweg Granit vor. Nachdem die Preßluftbohranlage hier frei geworden war, wurde die felsige Sohle des Untergrabens auf etwa 100 m Länge um 1,0 m vertieft. Der Obergraben wurde bis zum Stollenanfang nahezu unverändert belassen, lediglich die Ufermauern wurden auf eine gewisse Länge ausgebaut und verbessert. An der Kurve bei Station 5 + 50 wurden neue Mauern in Stampfbeton errichtet.

Abb. 3. Vertikal- und Horizontalschnitte durch das Krafthaus mit den Wasserkammern.

Die anschließenden Betonarbeiten erstreckten sich auf die Auskleidung des Stollens mit Stampfbeton. Der auf den Stollen folgende Einschnitt wurde mit einer Eisenbetondecke versehen und überschüttet. Den interessantesten und schwierigsten Teil der Anlage bildet das Turbinenhaus mit der vorgelagerten Wasserbrücke und dem anschließenden Generatorenraum (Abb. 3).

Das Triebwasser gelangt nach dem Verlassen des Stollens durch den bereits erwähnten Eisenbetonkanal in ein breites teilweise überdecktes und überschüttetes Beruhigungsbecken und von hier durch den Feinrechen und die Schützenanlage in zwei Eisenbetonwasserkammern von etwa 3,0 · 3,0 m Weite. Die lichte Höhe dieser Kammern beträgt 7,56 m. Die normale Wassertiefe beträgt hier 6,88 m. 23 cm über dem Wasserspiegel (Höhe 257,46 m ü. N. N.) liegt die Oberkante des Überlaufs. Die eine Kammer enthält einen wasserfreien Bedienungsraum zur Schmierung des zweiten Lagers der Turbine. Die Wände sind als geschlossene Eisenbetonrahmen berechnet und ausgebildet. Ihre größte Stärke beträgt 40 cm (vgl. Abb. 4). Die Saugrohre der Turbinen durchsetzen den wagerechten Boden der Kammern, der zur Aufnahme der sehr bedeutenden Lasten Unterzüge von 80 und 75 cm Höhe erhalten hat. Diese Unterzüge werden von Hauptbalken von 1 m Höhe aufgenommen, die unter der Hinterwand und der Vorderwand der Kammern verlaufen und sich auf die Stampfbetonmauern des Turbinenkellers bzw. auf den Felsen aufsetzen. Der vordere Unterzug ist außerdem in der Mitte durch eine Eisenbetonsäule von 40 mal 50 cm Querschnitt unterstützt, welche mitten in dem Turbinenkeller steht. In gleicher Höhe mit der Sohle der Wasserkammern liegt die Deckenplatte der Maschinenhausdecke. Diese weist außer einem Randbalken von 1,15 m Höhe drei mittlere Unterzüge auf, welche etwa 6 m lichte Weite überspannen und sich teils auf den vorhin erwähnten Hauptunterzug und teils auf eine Stampfbetonmauer stützen. So stehen das ganze Maschinenhaus und die beiden Wasserkammern frei und außer durch die Kellermauern nur durch eine einzige Mittelsäule unterstützt über dem Turbinenkeller, dessen Sohle auf Höhe 244,90 m ü. N. N. also 12,33 m unter dem Oberwasserspiegel liegt (vgl. hierzu Abb. 3).

Das Generatorenhaus ist auf der Eisenbetondecke in Ziegelmauerwerk errichtet, das flache Dach ist in Eisenbeton

Abb. 4. Wasserkammern, Turbinenkeller, Generatorenhaustragdecke.
(Die Umfassungswände des Generatorenhauses fehlen noch.)

ausgeführt. Ein kleiner Anbau als Zugang zu der Bedienungskammer ist auf eine Eisenbetonkragkonstruktion in Ziegelmauerwerk aufgesetzt.

An besonderen Zutaten sind zu nennen eine Eisenbetonbrüstung auf den Wasserkammern, die die Bohlenabdeckung umschließt, ferner eine kräftige Wassernase aus Eisenbeton am Überlauf zum Ausgießen des überschüssigen Wassers frei in den Untergraben hinab (Abb. 5).

Zum Übergang des Wassers aus dem Felseinschnitte nach den Wasserkammern wurde eine kräftige Eisenbetonbrücke mit Eisenbetontrogwänden ausgeführt. Stützweite etwa 7,00 m, Breite im Mittel 6—7 m. Der ansteigende Boden begünstigt ein Abrollen an Sinkstoffen nach der Kiesrinne zu. Aus diesem Wasserbecken ist auch der Freifluter herausgezogen, der bei 1,20 m Breite normalerweise 2,21 m tief ist. Die Freifluterschützentafel (Handbetrieb) dient mit ihrer Oberkante gleichzeitig ebenfalls als Überlauf (257,46).

Der Freifluter ergießt die Wassermassen in freiem Wasserfall in das felsige Bett des Untergrabens. Eine Betonblende drängt das Wasser von der Wandflucht der Wasserkammern und des Maschinenhauses wirksam ab.

Bei geringen Wassermengen fällt das Wasser auf den geneigten Berghang, der deshalb durch eine Betonkaskade geschützt ist. Das Wasserpolster und eine Abflußkerbe daselbst erweisen sich als zweckentsprechend (Abb. 5).

Der Untergraben mußte nach seiner Vertiefung teils durch regelrechte Betonmauern, teils durch Ausbetonieren der felsigen Hänge gesichert werden. Der alte Freifluter am Ende des Untergrabens wurde durch einen Betonkörper geschlossen.

Über die hydraulischen Verhältnisse seien folgende Angaben gemacht. Die Krone der Aufsatzbretter des Wehres liegt auf Höhe 257,46 m ü. N. N. Auf gleicher Höhe liegt der Überlauf am Freifluter und an den Wasserkammern.

Die Oberkante des nächsten Wehres liegt auf 246,93 m ü. N. N. Der Gefälleverlust vom Untergrabenauslauf bis dahin ist annähernd mit Null anzusetzen (246,93). Mutmaßlicher Gefälleverlust im Untergraben 0,10 m, daher Unterwasserstand im Turbinenkeller 247,03 (Saugrohr-Unterkante 246,20). Gefälleverlust im Obergraben berechnet zu ca. 23 cm, daher Oberwasserspiegel am Turbinenhause 257,23. Nutzgefälle $257{,}23 - 247{,}03 = 10{,}20$ m bei 3,0 m³/sec, bei kleineren Wassermengen oder bei Abmahlen seitens des Unterliegers naturgemäß mehr.

Es ist jedoch zu vermuten, daß der noch unvollkommene Ausbau des Obergrabens zunächst noch einen etwas größeren Gefälleverlust als 23 cm verursachen wird.

Die mittlere Wassermenge der Spree wird auf 0,8 m³/sec geschätzt. Eine Ausnutzung bis etwa zum Vierfachen wird in der dortigen Gegend für gerechtfertigt gehalten, daher sind 3,0 m³/sec ausgebaut worden.

Die Staffelung der Turbinen ist

$$\left.\begin{array}{l}\text{Turb. I} \quad 2\ \text{m}^3.\\ \text{Turb. II} \quad 1\ \text{m}^3.\end{array}\right\}\ \text{Turb. I + II} \quad 3\ \text{m}^3.$$

Selbstverständlich können auch kleinere Wassermengen als 1,0 m³ von Turbine II mit gutem Wirkungsgrade verarbeitet werden. Die gewonnene elektrische Energie beträgt bei

Abb. 5. Seitenansicht des Generatorenhauses, Überlauf, Freifluterkaskade, Untergraben.

3 m³/sec etwa 300 PS. Damit wird ein immerhin beachtenswerter Teil des Kraftbedarfs der Vereinigten Spinnereien und Webereien gedeckt und ein erhebliches Quantum Kohle erspart.

Die Bauausführung, überwiegend durch die Firma Windschild & Langelott A.-G., Dresden, bewirkt und beendet im Herbst 1924, hat nicht unerheblich zur Linderung der Arbeitslosigkeit beigetragen. Kirschau, das in ganz seltenem Ausmaße durch schöne neue Hochbauten bereichert worden ist, hat damit auch einen beachtlichen Ingenieurbau erhalten.

DAS VERKEHRSMUSEUM IN KARLSRUHE.

Von Oberbaurat a. D. Cassinone.

Übersicht. Die Einrichtung des Museums wird beschrieben.

Die Sammlungen des vor kurzem eröffneten, dem Lehrstuhl für Straßen- und Eisenbahnbau der Technischen Hochschule Fridericiana angegliederten Badischen Verkehrsmuseums haben in dem vor dem neuen Ingenieurbau gelegenen ehemaligen Zeughaus ihren Platz gefunden. Das dreistöckige Gebäude, 1779 nach den Plänen des hervorragenden Architekten Wilhelm Jeremias Müller erstellt, eignet sich bei seinen weiträumigen Hallen vorzüglich zur übersichtlichen Aufnahme der Schaustücke. Für die erste Abteilung, Eisenbahnbau und -betrieb, lieferte die ehemalige Generaldirektion der badischen Staatseisenbahnen, welche selbst die Schaffung eines Eisenbahnmuseums im Auge hatte, den Grundstock durch Ausstellungsgegenstände in großer Zahl. Es liegen vollständige Zusammenstellungen aus allen Zweigen der Verwaltung von der ersten Entwicklung an durch alle Stufen der Vervollkommnung bis zu den zuletzt verwendeten Gebrauchsstücken vor, dargestellt auf Zeichnungen und Plänen, in Modellen, vor allem aber in zahlreichen ausgebrauchten, noch betriebsfähigen Mustern und Apparaten. Die größeren Gegenstände sind im Erdgeschoß untergebracht. Die interessante Schiffsmaschine mit oszillierenden Zylindern des ersten Bodenseedampfers Leopold aus dem Jahre 1821, ein Zwerg gegenüber der daneben befindlichen Maschine aus dem Jahre 1863 des Bodenseedampfers Germania, die erste in Baden verwendete Parsondampfturbine des Elektrizitätswerkes Appenweier, eine Schnellzugsmaschine von Crampton mit Tender und daneben in größerem Maßstab die Bauzeichnung der ersten von der Karlsruher Maschinengesellschaft, ehemals Keßler & Co. im Jahre 1842 erbauten Lokomotive. Vorhanden sind ferner sämtliche in Gebrauch gewesenen verschiedenen Oberbauanordnungen von dem Breitspurgleis aus Brückenschienen auf Langschwellen bis zum schwersten, jetzt eingebauten Oberbau mit Stuhlbefestigung auf Eisenquerschwellen oder Holzschwellen in den Tunnels für Schnellzugsverkehr. Betriebsfertige Signal- und Stellwerksanlagen, eine geschlossene Reihe der Beleuchtungseinrichtungen der Stationen, Fahrzeuge und Weichenanlagen sind aufgestellt, ebenso die vollständigen im Laufe der Zeit im Gebrauch gewesenen Telegraphen- und Telephon- sowie Streckenblockeinrichtungen mit allen Nebenapparaten für Blitzschutz, Wecker- und Läutewerke. Neben den Modellen verschiedener Brücken fesseln den Blick die in zwölf Glaskasten untergebrachten, im Maßstab 1:10 in genauer Nachbildung angefertigten Modelle des ersten Bodenseedampfers Leopold, der Zugsausrüstung für die erste im Jahre 1840 in Betrieb genommene Bahnstrecke Mannheim—Heidelberg und die verschiedenen bei der badischen Bahn verwendeten Lokomotivgattungen vollzählig bis 1863 und einzelne Stücke der Neuzeit bis zur Schnellzugsmaschine Gattung IId 1906 jeweils auf dem entsprechend eingebauten Schienenstrang, Meisterwerke der Feinmechanik. Nicht minder interessant sind die Sammelstücke von im Betrieb entstandenen Maschinen- und Kesselschäden, Achsbrüchen u. dgl., und geschichtliche Bedeutung werden die durch Fliegerbomben während des Weltkrieges an den Gleisen und Fahrzeugen verursachten Beschädigungen, darunter auch eine in den ersten Mobilmachungstagen versuchte Gleissprengung erlangen. Außer Gebrauch gekommene Geräte, wie Schiffskompasse, Stationsglocken und Ausrüstungsstücke der Bahnbediensteten vervollständigen die Mustersammlung, während der Entwicklungsgang und die Leistungen der Generaldirektion der badischen Staatseisenbahnen in Zeichnungen und statistischen Angaben auf zahlreichen Wandtafeln vor Augen geführt werden.

Als Anfang für eine Wasserverkehrsabteilung werden die gleichfalls von der Generaldirektion erbauten Hafenanlagen in Mannheim und Kehl — erstere in einem großen Modell — in Lage- und Bauplänen und zahlreichen Lichtbildern für die Einzelheiten im Betrieb ausgestellt.

Während für die Eisenbahnbauabteilung Vorbilder in den Verkehrsmuseen in Berlin und Nürnberg vorhanden sind, wurde in der Abteilung II der Straßenbau und -verkehr zum erstenmal planmäßig zur Darstellung gebracht. Der Straßenbau untersteht der Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues, der nunmehrigen Wasser- und Straßenbaudirektion, welche im verflossenen Jahre die Jubelfeier ihres hundertjährigen Bestehens feiern konnte, und kommen in der Hauptsache ihre Leistungen zur Anschauung. Auf einer Karte des Landes sind die Gewinnungsstellen für Schotter- und Pflastergesteine angegeben, eine vollständige Steinsammlung und bearbeitete Musterstücke aufgelegt und deren Zubereitung von Hand oder als Maschinengeschläg durch Handwerksgeschirr, Geräte und Lichtbilder der staatlich betriebenen Porphyrwerke dargestellt. Eine Reihe von Bau- und Lageplänen — der älteste stammt aus dem Jahre 1750 — zeigt die früher übliche Darstellungs- und Bauweise. Die Geschirre und Geräte für den Straßenbau und die Straßeninstandhaltung liegen in Mustern und Bild neben den ausführlichen Dienstanweisungen für die Arbeitsvergebungen und den Arbeitsvollzug auf in allen Zwischenstufen von der flickweisen zur deckenweisen Instandhaltung bis zur Staubbekämpfung durch Oberflächenteerung und Versuche mit der Innenteerung. Die durchschnittlich einzubauende Schottermenge in den Jahren 1909 bis 1914 mit 126000 m³ im Jahr, ein ganz gewaltiger Block, ist auf einer Zeichnung im Vergleich zur Gebäudegruppe der Wasser- und Straßenbaudirektion veranschaulicht. Malerische Bilder liefern die Tunnelstrecken der Schwarzwaldstraßen. Zahlreiche Aufnahmen von Straßenbrücken in Holz, Stein, Eisen und Beton zeigen dem Landschaftsbild angepaßte Ingenieurbauten, aber auch den Kampf mit den Elementen bei Hochwasser und Eisgang und bei den Winterstürmen die Schwierigkeiten für Offenhaltung der Winterbahn. Das Modell einer Murgbrücke in Rastatt aus Eisenbeton — im Frieden erdacht, im Krieg vollbracht —, erbaut von französischen Kriegsgefangenen, und deren Einzelaufnahmen stellen den Baufortgang dar. Bilder von Wärterschutzhütten in den Waldstrecken, Baupläne von

straßenwärterwohnhäusern, welche in abgelegenen stark befahrenen Talstraßen erbaut werden mußten, Aufnahmen von Baumpflanzungen und allen Nebenanlagen, wie Straßendenkmale, Wegweiser, Orts- und Landes-Grenzstöcke, Kilometer- und Ortsentfernungssteine usw., vervollständigen die Sammlung mit den statischen und zeichnerischen Darstellungen, darunter seit 1853 in fast geschlossener Reihe für die Verkehrszählungen, die Baustoff- und Geldverwendung sowie mit den sonstigen Druckschriften, darunter die Verhandlungen der zwischenvölklichen Straßenkongresse.

Unter den Verkehrsmitteln können die Postkutschen der ehemaligen badischen Post mit den neuesten Reichspostkraftwagen im Bild sowie die Postlinienkarte von 1806 mit den Entfernungsangaben nach Stunden mit der neuesten Verkehrskarte des Landes mit ihren Straßenzügen, Eisenbahn- und Postkraftwagenlinien in Vergleich gezogen werden.

Zum Abschluß haben die Bildnisse um das Straßenwesen besonders verdienter Ingenieure, der erste Oberbaudirektor bei Gründung des Großherzogtums, der Altmeister Tella (1803 bis 1828), sein Nachfolger, Oberbaudirektor Rochlitz und der Oberbaudirektor, spätere Finanzminister Honsell (1899 bis 1906) Platz gefunden.

Abteilung III umfaßt eine vom Karlsruher Luftfahrverein gestiftete Lehrmittelsammlung über die Entwicklung der Luftschiffahrt vom Freiballon bis zum Zeppelin N. 126. Außer einem im Untergeschoß untergebrachten Aviatikflugzeug und einigen weiteren Flugzeugmodellen ist besonders der Flugzeugbau in allen seinen Einzelheiten behandelt.

Das Museum bietet somit neben der Schaustellung für die Allgemeinheit wertvolle Lehrmittelgegenstände für die Ausbildung der Studierenden der Hochschule und für den Fachmann, der sich mit den Einzelheiten beschäftigt, reichlichen Stoff.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Einwirkung von Ölen und verschiedenen Flüssigkeiten auf Beton.

In einem Anhang zu den neuen amerikanischen Bestimmungen findet sich nachfolgende Zusammenstellung über die Einwirkung von Ölen und verschiedenen Flüssigkeiten auf Beton und etwaige Schutzbehandlung des Betons.

Flüssigkeit	Wirkung auf unbehandelten Beton	Oberflächenbehandlung zum Schutz
	Mineralöle[1]).	
Öle 30° Baumé oder schwerer	Guter Beton bleibt unberührt. Sehr geringes Eindringen in die Oberfläche	Keine. Guter Beton oder Zementmörtelabgleichung genügt.
Feuerungsöle über 30° Baumé Destillate Schmieröle	Guter Beton unangegriffen. Stärkeres Eindringen als bei schwereren Ölen	Haut von Magnesium-Fluorsilikat oder Anstrich wie bei Behältern.
Kerosene Gasoline Benzine	Guter Beton unangegriffen. Dringt beträchtlich ein.	Gasolinefester Überzug mit glatter Oberfläche oder Behandlung mit Eisenverbindungen.
	Tierische Öle[2]) (feste Fette).	
Schmalz Schmalzöl	Kann Beton langsam angreifen, besonders wenn geschmolzen.	Verschiedenegeschützte Verbindungen empfohlen durch Anstreichfarben-Fabriken.
Gansfett Ochsenmark Rindstalg Hammeltalg Talgöle	Keine bestimmten Nachrichten. Wahrscheinlich wie bei Schmalzölen.	Wahrscheinlich wie bei Schmalzölen.
	Tierische Öle (flüssige Fette).	
Menhadenöl	Keine Einwirkung auf guten Beton.	Dr. Cußmann bezeichnet verschied. Überzüge als nicht besser als bloßen Beton.
Lebertran Haifischtran Robbenöle Walfischöle	Mehr oder wenigerZersetzung abhängig von der Güte des Betons.	Verschiedene Schutzmittel empfohlen durch Farbenfabriken.
Schaffuß Pferdefuß Rindviehhaxen	Keine Einwirkung auf guten Beton[3]).	Keine Behandlung erforderlich.
	Pflanzliche Öle (feste Fette).	
Kakaonußöl[4])	Wirkt bei Lagerung in geschloss. Tanks etwas ein. Fortschreit. Zersetzung bei Berührung mit d. Luft ausgesetzt. Flächen.	Mehrere besondere Verbindungen scheinen bei Fußböden sich wirksam erwiesen zu haben. Natriumsilikat od. Magnesiumfluorsilikatbehandlung genügt augenscheinl. für geschloss. Behälter.
Palmöl	Keine Nachrichten.	Keine Nachrichten.
Hanföl Mohnöl Tabaköl	Keine Nachrichten.	Keine Nachrichten.
Leinsamenöl[5]) Harzöl Terpentinöl	Keine Einwirkung auf guten Beton. Beträchtl. Eindringen v. Terpentin.	Cußmanns Untersuch. bezeichnen verschied. Schutzüberzüge als nicht besser als bloßer Beton bei Leinsamenöl und Harzöl.
Baumöl	Keine Einwirkung, wenn in geschlossen. Behältern aus gutem Beton gelagert.	Wie bei Kakaonußöl.
Rübsamenöl Ricinusöl Senfsamenöl	Fortschreitende Zersetzung, wenn der Berührung mit der Luft ausgesetzt. Oberflächen.	
Olivenöl	Wahrscheinl. einige Einwirkung.	Cußmanns Untersuch. weisen geschützte Überzüge nach von firnisartiger Wirkung.
Butteröl		
	Verschiedene Flüssigkeiten.	
Gerbstoffe	Saure Flüssigkeiten wirken beträchtl. ein. Andere Gerbstoffe zeigen keine Einwirkung.	Bituminöse säurefeste Anstriche wirksam bei Behältern für saure Gerbstofflösung. Guter Beton mit od. ohne Mörtelputz genügt bei anderen Gerbstofflösungen.

[1]) Signallampenöl der Eisenbahn ist eine Mischung von Tierfett mit Mineralöl. Hat wahrscheinlich die gleiche Einwirkung wie Schmalzöl.

[2]) Untersuchungen des Bureau of Standards an Betontanks stellten leichte Oberflächenaufrauhungen und beträchtliche Verseifung nach 12 Monaten fest.

[3]) Bureau of Standards stellte leichte Niederschläge durch Verseifung nach 12 Monaten fest.

[4]) Bei Standard Bureau-Untersuchungen an Behältern wurde beträchtliches Weichwerden und Aufrauhungen der Oberfläche nach 12 Monaten festgestellt.

[5]) Standard Bureau-Untersuchungen stellten nach 12 Monaten beträchtliche Niederschläge an der Oberfläche von Betonbehältern fest, die gekochtes und rohes Leinöl enthielten. Es war eine Verseifung. Der Beton zeigte indessen keine Zersetzung.

Flüssigkeit	Wirkung auf unbehandelten Beton	Oberflächenbehandlung zum Schutz
Verschiedene Flüssigkeiten.		
Schwefelhaltige Lösungen	Greifen unbehandelten Beton an.	Cußmanns Untersuch. erwiesen säurefeste Anstriche als wirksam. Paraffinüberzüge günstig.
Apfelweinessig	Essigsäuren greifen Beton an.	Cußmanns Untersuch. bezeichnen bituminöse säurefeste Anstriche als wirksam. Heiß aufgebrachte Paraffinüberzüge brauchbar für Behälter.
Sauerkrautbrühe	Kein Einfluß auf guten Beton.	Cußmanns Untersuch. erweisen Spezialbehandlung als nicht besser als unbehandelten Beton.
Molken	Mehr oder weniger angreifend je nach Güte des Betons.	Cußmanns Untersuch. bezeichnen geschützte Anstriche von Firnisart als wirksam. Natriumsilikatbehandlung gebraucht bei Behältern.
Buttermilch	Kein Angriff auf guten Beton.	Unbehandelte Behälter wurden erfolgreich zur Buttermilchaufbewahrunggebraucht.
Molasse	Kein Angriff auf dichten Beton.	Guter Beton mit und ohne Putz genügend. Manchmal ,,Annapolismischungen" angewandt.
Schwefelsäure-Lösungen	Fortschreitende Zersetzung, besonders da, wo der Beton der Abnützung ausgesetzt ist.	Bituminöse säurefeste oder Mastixüberzüge wirksam.

Diese Zusammenstellung hat einiges Interesse, weil sie sich auf Erfahrungen und Untersuchungen im U. St. Bureau of Standards stützt. Die Angaben und insbesondere die Schutzmaßnahmen sollten m. E. mit großer Vorsicht aufgenommen werden, schon mit Rücksicht auf mögliche Rißbildungen in den Schutzschichten, die den Ausgangspunkt von Zerstörungen bilden können. E. Probst.

Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallprüfung zu Berlin-Dahlem.

Zweiundvierzigster Jahrgang 1924. Heft I und II.
(Verlag Julius Springer, Berlin.)

Das Heft I u. II leitet den neuen Jahrgang mit einem kurzen Bericht über die wirtschaftliche Lage des Amtes in Berlin-Dahlem ein. Die Deckungsverhältnisse der Kosten des Amtes sind dank der Arbeit und Einschränkung des Amtes selbst und auch dank des Verständnisses für die Aufgaben und die Bedeutung des Amtes von seiten der beteiligten Wirtschaftskreise wieder normaler geworden. Letztere scheinen mehr als früher Wert auf die Warenbeschaffenheit und die Überwachung der Güte der Waren zu legen. Die Gemeinschaft des Amtes mit dem Metallforschungsinstitut bewährt sich gut. Beide haben Nutzen wirtschaftlicher und idealer Art hiervon. —

Berichtet wird in Heft I u. II zunächst über Spannungsverteilung im Fließkegel der Flußeisen-Zerreißstäbe (W. Kuntze), ferner über Knickversuche mit Modellstäben. Diese letzteren Versuche wurden im Auftrage des Deutschen Eisenbau-Verbandes durchgeführt. Sie sollten Aufklärung geben über den Verlauf der Knickspannungslinie im plastischen Bereiche, desgl. im elastischen Bereiche und die gewonnenen Linien mit der Kurve vergleichen, die von der Deutschen Reichsbahn für die Berechnung der Druckstäbe angenommen worden ist. Verwendet wurden bearbeitete Vollstäbe aus Flußeisen rechteckigen Querschnittes (25 × 40 mm) in Abstufungen von 5 zu 5 für die Schlankheitsgrade $\lambda = 120$—75, zudem mit $\lambda = 60$ und $\lambda = 40$. Alle Stäbe entstammten einem einzigen Walzblock; von jeder Läng wurden 3 Stäbe geprüft. Die Stäbe wurden geglüht und allseiti sauber bearbeitet. — Über die Ergebnisse der Versuchsreihe ha Dipl.-Ing. Rein in dieser Zeitschrift (1923, Heft 19/20, S. 537) bereit berichtet. Im vorliegenden Berichte sind den im Bauingenieur gegebene Mitteilungen noch einige ergänzende Mitteilungen über die bei de Versuchen verwendete neuartige Schneidenlagerung und die A des Einrichtens der Stäbe angefügt. Die zahlenmäßigen Ergebniss der Versuche lassen eine befriedigende Lösung der gestellten Aufgal noch nicht zu, da die Proben voraussichtlich infolge zu langer und un gleichmäßiger Glühung große Unterschiede in den Materialeigenschafte und sehr niedrige Streckgrenzen aufwiesen.

Eine weitere, sehr lesenswerte Abhandlung befaßt sich m einer Kritik der Formänderungstheorien vom Standpunkte der Rön genforschung aus. Weiter wird berichtet über die Volumenbeständigke der Aluminium-Zink-Legierungen (O. Bauer u. W. Heidenhain über Zinnanalyse und über Schlackensand als Zuschlagstoff fü Beton- und Eisenbetonbau. Das Gesamtergebnis der letzten Arbeite wird in den folgenden, allgemeinen Schlüssen zusammengefaßt:

1. Aus Schlackensand, und zwar aus leichtem und schweren läßt sich brauchbarer Stampfbeton und Eisenbeton her stellen.
2. Beton aus Schlackensand, der für Eisenbetonzwecke (Luf bauten) verwendet werden soll, darf im Hinblick auf de Rostschutz nur in dichter Mischung 1 : 2 : 3 oder dg verwendet werden.
3. Leichte Schlackensande (der unters. Art) liefern Beto von etwas geringerer, schwerere solchen von mindesten gleicher oder auch höherer Festigkeit als guter Natursan (Vgl. Originalarbeit von Burchartz, Schlackensand als Zu schlag für Beton und Eisenbeton, Stahl u. Eisen 1924 Nr. 23, S. 650.)

Die weiteren Veröffentlichungen beziehen sich auf außerhal der unmittelbaren Interessen des Bauingenieurs liegende Gebiete M. F.

10 Jahre „OMS".

Die Deutsche Abwasser-Reinigung G. m. b. H., ,,Städtereinigung" Wiesbaden, blickt in diesen Tagen auf ihr zehnjähriges Bestehe zurück. Im Jahre 1914 wurde von dem Fabrikanten und Chemike Dr. F. J. Reusch sowie dem Ing. O. Mohr die genannte Gesellschaf gegründet, in der Absicht auf dem Gebiete der städtischen und in dustriellen Klärtechnik, die durch die Auflösung der Städtereinigung und Ingenieurbau A.-G. entstandene Lücke wieder auszufüllen. Di unter dem Namen ,,OMS" weit über die Grenzen des Deutschen Reiches bekannte Gesellschaft hat während des verflossenen Jahr zehnts trotz Krieg und Inflation eine große Anzahl neuzeitliche Abwässerklär-, Rückgewinnungs- und Schlammförderanlagen nac den ihr im In- und Ausland geschützten Verfahren zur Ausführung gebracht. Umfangreiche veraltete Abwasserreinigungsanlagen für di Städte und industriellen Werke wurden modernisiert, so daß durc Rückgewinnung sowohl der Abwässer als auch der darin enthaltene Schlämme nicht allein eine erheblich größere Wirtschaftlichkeit de Betriebe selbst, sondern auch eine Tilgung der Anlagekosten in kür zester Zeit erzielt werden konnte.

Ein neuer Pfahlzieher.

Von Ing. W. Tölke.

Bisher ist es als sehr lästig empfunden worden, daß man Spund wandbohlen, auch Holzpfähle für Grundgerüste von Brückenpfeilern, Hafenbauten, Kaimauern u. dgl., nur sehr schwer, zuweilen gar nicht mehr herausnehmen konnte. Einmal verlor man dadurch das wert volle Material, andererseits störten diese Bohlen bei Bagger- und sonstigen Ausschachtungsarbeiten. Sie wurden dann entweder in ihrem oberen Teil abgesprengt oder abgeschnitten.

Neuerdings verwendet man hierzu besondere Pfahlzieher, die das Ergebnis jahrelanger Bemühungen und Versuche auf dem Gebiete des Wiederziehens von Spundwandbohlen u. dgl. darstellen und auch ein einfaches, wirksames und leichtes Schlagwerkzeug bilden, das allen praktischen Anforderungen genügt.

Die Bauart und Wirkung des neuen Demag-Union-Pfahlziehers[1] geht aus Abb. 1 u. 2 hervor. Der feststehende Kolben 1 durchsetzt den als Bär ausgebildeten Zylinder 2 mittels Kolbenstangen, deren obere 3a unter Zwischenschaltung eines Federgehänges mit dem Lasthaken 4 und deren untere 3b vermittels einer Greiferzange 5 mit dem zu ziehenden Spundwandeisen 6 verbunden ist. Unter Einfluß eines Druckmittels wird der Zylinder nach oben geworfen und schlägt in dieser Bewegung mit seinem Boden gegen den Kolben 1. Das Druckmittel (Dampf oder Luft) wird durch die durchbohrte obere Kolbenstange in den durch den Kolben gebildeten Ringraum 7 geleitet. Von hier gelangt der Dampf durch die Kanäle 8a, 8b u. 8c in

[1] D.R.P. u. Auslandspatente.

en oberen Zylinderraum und wirft den Zylinder nach oben. Bei ieser Bewegung öffnet die Kolbenkante 10 die Auspuffbohrung 11, daß das Druckmittel entweichen kann. Durch die angenommene Beschleunigung bewegt sich der Zylinder weiter und führt mit dem Boden einen heftigen Schlag gegen den Kolben aus. Dieser Schlag ird durch die untere Kolbenstange und deren Verbindungsteile auf as zu ziehende Eisen übertragen. Nach Beendigung des Schlaghubes illt der Zylinder durch sein Eigengewicht wieder herunter, bis er urch das bei 8a eintretende Druckmittel wieder aufgefangen und ach oben geworfen wird. Zur Verbindung des Pfahlziehers mit em Spundwandeisen verwendet man nach Bedarf zwei Arten von

Abb. 1. Anordnung des Demag-Union Pfahlziehers.

Vorderansicht zu Abb. 1.

Kanonenbohrer zu Abb. 3.

Vorrichtung zum Aufbohren von Löchern in Spundwandeisen.

Abb. 3. Abschneiden aufgebeulter Köpfe von Spundwandeisen.

reiferzangen, eine mit festen und eine mit klappbaren Greiferlaschen. Zum Ziehen von Spundwandeisen von geringen Rammtiefen wählt man vielfach die klappbare Zange, während bei Eisen von größeren Rammtiefen nur die feste Zange in Frage kommt.

Ein sehr wichtiger, hochbeanspruchter Teil ist der Spundwandbolzen 5, der das Spundwandeisen durchsetzt und für den man nach eingehenden Versuchen einen besonders zähen Stahl gewählt hat. Die Bolzen haben eine Stärke von 50 mm, und bei der festen Zange eine konische Spitze. Für die klappbare Zange sind sie als Schraubenbolzen mit Muttern ausgebildet.

Der Pfahlzieher ist an einem am oberen Querträger des Gerüstes angebrachten Flaschenzug 12 aufgehängt, dessen Seil von einer Dampfwinde 13 ständig straff gehalten wird.

Zur Abkürzung der Zeiten für die erforderlichen Nebenarbeiten wie: Aufhängung des Pfahlziehers, Übergang zum nächsten Pfahl usw., die erfahrungsgemäß das Mehrfache der eigentlichen Zieharbeit ausmachen, ist großer Wert auf eine geeignete Gesamtanordnung und ein zweckentsprechendes Gerüst zu legen. Am besten eignet sich ein Rammgerüst 14 bekannter Bauart (Abb. 1), das meist mit einem Dampfkessel 15 und einer Winde 13 ausgerüstet ist. Abb. 1 zeigt ferner, wie man schwache Rammgerüste durch Hölzer und Streben entsprechend versteifen kann. Der Ausleger des Gerüstes muß dem Zylinderdeckel des Pfahlziehers mit 450 mm äußeren Durchmesser freien Lauf gestatten. Das Rammgerüst 14 wird nach rückwärts durch ein Ankertau 16 gehalten, um ein Kippen infolge des Seilzuges der Winde zu verhindern. Bei Verwendung einer Handwinde ist der Flaschenzug nur bei den ersten Schlägen des Pfahlziehers in Spannung. Sobald das Spundwandeisen sich lockert, wird das Ausziehen allmählich immer leichter und man kann mit einer Handwinde nicht mehr nachkommen. Man benutzt deshalb eine Dampfwinde 13, die am einfachen Seil, d. h. ohne Flasche, eine Zugkraft von 3 t besitzt.

Da je nach der Rammtiefe des zu ziehenden Eisens und den Bodenverhältnissen eine Zugkraft von 6 bis 12 t anzuwenden ist, wählt man für den Faktorenflaschenzug eine Tragfähigkeit von 15 bis 20 t und ein Übersetzungsverhältnis von 1:6. Der Lasthaken ist aus Sicherheitsgründen geschlossen ausgebildet. Ist ein Dampfkran von der angegebenen Tragfähigkeit zur Verfügung, so erübrigt sich die Dampfwinde 13.

Als Betriebsmittel für den Pfahlzieher verwendet man Dampf oder Preßluft von 5 bis 7 at Überdruck; die Zuleitung erfolgt durch einen Gummischlauch. Die Preßluft eignet sich wesentlich besser, da die Schlagwirkung größer ist als bei Dampf und die unvermeidlichen Kondenswasserbelästigungen sowie Frostschäden fortfallen. Der Preßluftverbrauch beträgt, auf atmosphärischen Druck bezogen, 4,5 m³ in der Minute. Bei Dampf reicht unter normalen Verhältnissen ein Dampfkessel von etwa 8 m² Heizfläche aus, als eines im Baubetrieb üblichen Bagger- oder Rammkessels. Nötigenfalls können auch zwei kleinere Kessel gekuppelt werden. Die Dampfleitung (Abb. 1) ist mit einem Absperrventil 17, meist noch mit einem Absperrhahn 18 zum schnellen Öffnen und Schließen versehen. Hinter diesem ist ein selbsttätiger Schmieröler 19 eingeschaltet.

Über die Herrichtung von Spundwandeisen zum Herausziehen sei noch folgendes gesagt: Ältere Eisen sind meist mit ungenügend weiten Löchern versehen. Diese Löcher müssen auf etwa 52 mm aufgebohrt werden, damit der 50 mm starke Spundwandbolzen 5 Verwendung finden kann. Das geschieht praktisch am besten so, daß man die Löcher autogen ausbrennt. In Ermangelung eines Brennapparates bedient man sich einer Einrichtung, wie Abb. 3 zeigt. Beschädigte Köpfe von Spundwandeisen müssen entweder gerade gerichtet oder autogen abgeschnitten und mit neuem Loch versehen werden.

Einige Beispiele aus der Praxis lassen die Wirtschaftlichkeit und Leistungsfähigkeit des Demag-Union-Pfahlziehers deutlich erkennen. So wurden beispielsweise Union-Larsen-Eisen, Profil 4, bei etwa 5 m Rammtiefe in wechselnden Schichten von Kies und blauem Ton in etwa 1 min reiner Ziehzeit gezogen. Diese Eisen standen etwa 4 Jahre im Boden und waren in den Schlössern stark verrostet und beschädigt, da sie wiederholt gerammt waren. An anderer Stelle wurden Union-Larsen-Eisen Profil 3 bei 10 m Rammtiefe in festem Flinz durchschnittlich in 8—10 min reiner Ziehzeit herausgeholt.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

25. „Deckeneinsturz in dem aufgestockten Geschäftshaus einer Verlagsfirma."

Der im Jahre 1897 errichtete viergeschossige Eckbau einer Verlagsfirma sollte zur Erweiterung des Betriebes um zwei Geschosse und im Eckteil um ein weiteres, ein 7. Geschoß, erhöht werden, ohne daß die Arbeiten im Verlagsgebäude eine Unterbrechung erleiden durften. Dabei sollte in diesem Eckbau die aus eisenbewehrten Ziegelsteinen konstruierte obere Decke das Dach selbst bilden. Von dieser Dachdecke ist nun am 24. Januar 1923 ein Feld im Umfange von rd 14 m² eingestürzt. Die Massen durchschlugen den Fußboden, durchbrachen die Decken, die neuen sowohl, wie die alten des bestehenden Gebäudes, um so von Stockwerk zu Stockwerk mit vermehrter Gewalt alles mit sich reißend auf der Decke des Kellergewölbes aufzuschlagen. Durch den Einsturz sind 13 Personen ums Leben gekommen und 11 Personen schwer verletzt worden, während eine Person nachträglich gestorben ist.

Die außerordentliche Größe des Unglücksfalles und das manchen überraschende Urteil sowie die lebhaft umstrittenen Aussagen der Sachverständigen lassen es angezeigt sein, über diesen Fall ausführlicher zu berichten.

Den Umbau führte die Firma in Selbstunternehmung aus, wobei der bei ihr angestellte Architekt, Leiter der Bauabteilung, die Vertretung gegenüber den Behörden und Baufirmen, die gesamte Geschäftsführung und bauliche Oberleitung innehatte. Die Herstellung der sämtlichen Bauarbeiten wurde einem Maurermeister mit dem Recht auf Weitervergebung übertragen. Dieser Maurermeister hat die Herstellung der Ziegelsteindecken an eine Deckenfirma weitergegeben, während er sich die Herstellung des Estrichs aus Beton über diesen Decken selbst vorbehalten hatte. Der Maurermeister hatte für die örtliche Leitung einen Bauführer, der zur Überwachung der Bauarbeiten einen Maurerpolier eingestellt hatte. Die Arbeiten der Deckenfirma wurden ebenfalls durch einen Bauführer geleitet, dem ein Deckenpolier zur Verfügung stand.

Die eingestürzte Decke war am 28. Dezember 1922 ausgeführt worden; sie war zwischen 36 cm hohen I-Trägern gespannt, hatte 4,15 m Spannweite bei 6,71 m Länge und war mit der Trägeroberkante bündig, während sie auf dem Unterflansch mittels einer Betonstelzung von 21 cm Höhe auflag. Die Steine waren poröse Lochziegel aus dem Alaunwerk von Freienwalde a. O., der Zement Rüdersdorfer Portlandzement, der Zuschlagstoff guter Grubenkies. Am 17., 18. und 19. Januar 1923 wurde nun auf Veranlassung des Bauleiters zur Herstellung des Estrichs und der Abwässerungsschicht eine größere Menge Kies auf die noch in Schalung stehende Dachdecke aufgebracht. Am 19. Januar wurde durch den Bauleiter die Ausschalung eines Deckenfeldes, dessen Schalungssteifen bei der Herstellung des Estrichs in dem darunter liegenden Geschoß hinderlich waren, angeordnet und die Ausschalung am 20. Januar früh durch den Ausschaler der Deckenfirma auf die Weisung des Poliers vorgenommen, nachdem durch Anschlagen der Steifen festgestellt war, daß sie nicht mehr belastet waren. Der Deckenpolier entsprach dabei dem Verlangen zur Ausschalung der fraglichen Decken, ohne eine besondere Zustimmung seines Bauführers einzuholen, und verfuhr ganz nach eigenem Ermessen, geleitet von der Annahme, daß die Steineisendecke als ausreichend gefestigt und der Betonmörtel als genügend erhärtet angesehen werden könne, wenn 3 Wochen seit Herstellung der Decke verflossen seien. Da die Herstellung des Feldes am 28. Dezember 1922 beendet war, es also am 19. Januar 1923 das vorgeschriebene Alter hatte, hielt er es für ausschalungsreif und gab die Anweisung zur Ausschalung. Zur Aufstellung von Notstützen sah er sich nicht veranlaßt, ebensowenig hatte er eine besondere Untersuchung des Deckenbetons auf seine Festigkeit vorgenommen. Am 20 Januar war das eingestürzte Deckenfeld ausgeschalt worden.

Am 24. Januar wollte nun der mit der Fortnahme der Stützen betraute Arbeiter mit der Ausschalung des Nachbarfeldes beginnen und schlug die Stütze mit dem Beil an, um ihren Klang zu prüfen. Da ein auffälliges „Brummen" erfolgte, sah er sich gewarnt und stieg auf das Dach, wo er mit Bestürzung die aufgehäuften Kiesmassen sah, in einer Ausdehnung von etwa 4—5 m². Nunmehr bekam er Bedenken zur Entfernung der Stützen und äußerte zu seinen Arbeitsgenossen, er müsse zunächst seinen Polier fragen. Dabei wollte er diesem das warnende Anzeichen, das „Brummen", durch nochmaliges Anschlagen der Stütze vorführen. Da stürzte plötzlich das benachbarte, bereits am 20. Januar ausgeschalte Deckenfeld ein, nachdem also das Feld etwa 5 Tage ohne Schalung gehalten und die Kiesschicht getragen hatte.

Der erste Eindruck nach dem Unfall ließ eine Überlastung der Decke vermuten. Nach den Zeugenaussagen schwankten die Angaben über die Höhe der Kiesschicht zwischen 40 cm bis 1,50 m Höhe. Die Annahme einer etwa 55 cm hohen Lage war nach den Ergebnissen der Gerichtsverhandlung am wahrscheinlichsten. Bemerkenswert war ferner der Umstand, daß der Fugenmörtel sich beim Sturz von dem Eisen abgestreift hatte und nur noch an einzelnen Stellen haftete. Der Fugenmörtel ließ sich ferner mit den Fingern leicht zerreiben, obgleich vier Wochen seit der Herstellung der Decke vergangen waren, ein Beweis, daß der Mörtel noch nicht erhärtet war. Die Baupolizei hatte festgestellt, daß verschiedene entnommene Proben des Fugenmörtels Tage darauf so fest geworden waren, daß sie sich nur mit Mühe zerreiben ließen. Nach den vom Materialprüfungsamt in Dahle vorgenommenen Untersuchungen an Proben aus Kies und demselbe Zement ergab sich eine Druckfestigkeit für den Fugenmörtel vo 52 kg/cm² bei einem Mischungsverhältnis des Fugenmörtels vo 1 : 4,5 und des Stelzenbetons von 1 : 5,9. Nach den Bestimmunge sollte der Fugenmörtel eine Mischung von 1 : 3 haben.

Die mangelhafte Festigkeit des Betons findet ihre Erklärung i der starken Durchfeuchtung durch den Regen der letzten Tage un durch die wiederholten Fröste in den Tagen während der Ausschalun Nach den Angaben des Meteorologischen Instituts haben in der Ze vom 16. bis 21. Januar überwiegend Schneefälle geherrscht, so da bis zum 22. der Schnee auf 6 cm angewachsen war. Am 22. trat Ta wetter mit Regen ein, das die Schneedecke zum Schmelzen bracht Während der ganzen Einschalungsdauer haben die Temperatur zwischen —4° und +4° C geschwankt.

Die Dachdecke war nur für 200 kg/m² Nutzlast und 2 cm Estri berechnet.

Angeklagt waren:

der Bauleiter,
der Maurermeister,
die beiden Bauführer,
der Maurerpolier,
der Deckenpolier,
der Inhaber der Deckenfirma,
der Anfertiger der statischen Berechnung und
der Ausschaler.

In der Schöffengerichtsverhandlung vom 10. Mai 1924 wurd der angeklagte Bauleiter zu 6 Monaten, der Maurer- und der Decke polier zu je 3 Monaten Gefängnis verurteilt.

Nach der Auffassung des Gerichts hatte der Bauleiter Aufbringung des Kieses und wenige Tage später, trotz Kennt der Belastung, die Ausschalung angeordnet und sich dadurch schul gemacht. Für den Deckenpolier war belastend, daß er den ministeriell Bestimmungen zuwider die Ausschalung trotz der ungünstig Witterung vorgenommen hatte, ohne sich vorher von der genügend Erhärtung des Deckenmörtels zu überzeugen, während der Maure polier nach der Ansicht des Gerichts dafür hätte sorgen müsse daß die große Menge Kies gleichmäßig auf der Decke verteilt würd er hätte nicht dulden dürfen, daß an manchen Stellen Kies in übergroß Höhe die Decke belastete.

Gegen das erste Urteil hatten die Angeklagten Berufung eing legt. In der Verhandlung vor der Berufungsstrafkammer wurde n das erste Urteil aufgehoben und die genannten 3 Angeklagten a Kosten der Staatskasse freigesprochen.

In der erneuten Hauptverhandlung hat das Berufungsgericht eigentliche Ursache angesehen, daß zur Zeit des Einsturzes der Fug beton nicht genügend erhärtet war und nicht hinlänglich abgebund hatte, und zwar entweder, weil am 19. Januar der Abbindeproz noch nicht genügend weit vorgeschritten war oder nach Ansi einiger Zeugen und Sachverständigen die Decke zwar genügend ab bunden habe, „daß aber infolge der Ungunst der Witterung der Bet wieder erweicht und nachträglich einen rückläufigen Prozeß dur gemacht habe". Zu dieser Einsturzursache komme noch eine ande nämlich die, daß zur Zeit des Einsturzes die Decke durch Kies üb lastet gewesen wäre, noch dazu, weil durch Regen der Kies an Gewi zugenommen hätte. Durch diese Durchfeuchtung sei eine Belastu entstanden, die nach der Aussage des einen Sachverständigen e Überlastung von etwa 1000 kg/m² hervorgerufen habe, währe schon eine Höhe von 40 cm trockenen Kieses eine Überlastung herb geführt haben würde.

Der Polier der Deckenfirma hat zwar die Aufstellung einer N stütze unterlassen, also gegen die baupolizeilichen Bestimmung (§ 11 Ziffer 4 vom 13. Januar 1916 in Verbindung mit den Bestimmung vom 23. November 1918) verstoßen, wonach überall nach der A schalung Notstützen wenigstens 14 Tage erhalten bleiben soll Nach der Ansicht des Gerichts durfte aber der Deckenpolier zur Z der Einschalung davon absehen, Notstützen anzubringen, da na der Ansicht eines Teils der Sachverständigen diese Anweisung in Praxis nicht immer befolgt werde. Diese Sachverständigen glaub betonen zu müssen, „daß nach den Erfahrungen der Pra ein Stehenlassen der Notstützen nicht immer im Interes der Sicherheit liege, sondern überflüssig sei, da fahrungsgemäß oft sehr gewissenhafte und zuverlässi Poliere Notstützen nicht anbringen".

Ebenso hat das Gericht eine Fahrlässigkeit deswegen, daß Polier die ausreichende Erhärtung durch den verantwortlichen B leiter nicht vorher hat feststellen lassen, nicht erblicken könn da nach dem Urteil eines Teils der Sachverständigen, „auch di Vorschrift in der Praxis nicht immer befolgt werde u gewissenhafte Poliere, ohne die Sicherheit des Baues gefährden, zur Ausschalung schreiten".

Auch der Maurerpolier hat zwar gegen die baupolizeilich Bestimmungen vom 13. Januar 1916 verstoßen, wonach Baut bis zur genügenden Erhärtung des Betons vor Erschütterungen u Belastungen zu bewahren seien. Nach der Ansicht des Gerichts mu es aber allein darauf ankommen, ob er auch hat erkennen können, durch den Verstoß die Bausicherheit gefährdet sei. Dies habe s aber nicht bejahen lassen.

Bei der Prüfung der Schuldfrage des angeklagten Bauleiters war zu untersuchen, ob dieser die Stellung eines verantwortlichen Bauleiters inne hatte. Die Entscheidung führt aus:

„Bauleiter kann (nach R. G. Arch., Jahrgang 46, S. 209) begrifflich nur derjenige sein, der die mechanischen Kräfte für die planmäßige Gestaltung des Baues als eines Ganzen durch geistige Urheberschaft unmittelbar in Bewegung setzt, dessen Intelligenz und Wille die maßgebende Quelle sind für die Anordnungen und Maßregeln, die zu diesem Behufe zu treffen sind."

Die Ergebnisse der Beweisaufnahme haben es zweifelhaft gemacht, ob der Schluß gerechtfertigt sei, daß der Angeklagte eine solche zentrale Bauleitung innehatte, in deren Händen alle Fäden zusammenliefen. Es komme hinzu, daß der Angeklagte berechtigt gewesen sei, den beiden Polieren, die ihm als langjährig erprobte Kräfte bekannt waren, volles Vertrauen zu schenken. Nach alledem mußte die Freisprechung erfolgen.

gez. Dr. Friedrich
Ministerialrat u. Geh. Baurat.

Im Anschluß an den vorstehenden Bericht äußert sich Geh. Baurat Dr. Friedrich persönlich noch wie folgt:

Im Interesse der Menschlichkeit könnte man sich mit dem Urteil und der Freisprechung der 3 Angeklagten abfinden. Es muß aber im Interesse der Autorität der Baupolizeibehörden und zur Verhütung ähnlicher Unglücksfälle tief bedauert werden, daß Sachverständige, noch dazu namhafte Vertreter höherer technischer Lehranstalten und Angehörige von Baupolizeibehörden, einen Standpunkt vertreten, der sich mit den Anschauungen der weitesten technischen Kreise über die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst und auch der Aufsichtsbehörden nicht verträgt und der nur geeignet sein kann, die Wiederholung ähnlicher Unglücksfälle herbeizuführen. Es darf nicht vorkommen, daß die Praxis von Polieren, selbst wenn sie viele Jahre ohne Unfall verlaufen ist, als neue Regel der Baukunst angesehen wird, welche die Bestimmungen der Aufsichtsbehörden einfach aus dem Sattel hebt. Es kann mit Sicherheit erwartet werden, daß die Aufsichtsbehörde entsprechend einschreiten wird.

Der Prozeß wirft aber auch wieder ein grelles Schlaglicht auf die von den meisten Fachleuten als schwerwiegend empfundene Lücke im Baugewerbe, nämlich auf die Tatsache, daß die mit der Oberleitung betrauten bauleitenden Architekten namentlich bei Bauten mit schwierigen, in das Ingenieurgebiet fallenden Konstruktionen nicht immer die erforderlichen Kenntnisse besitzen, um das Ineinandergreifen der einzelnen Phasen der technischen Vorgänge mit ausreichender Verantwortlichkeit zu gewährleisten, oder daß sie aus falschen Sparsamkeitsrücksichten die Einstellung geeigneter Vertreter unterlassen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 24. Dez. 1924.

Kl. 5 c, Gr. 4. M 77 586. F. W. Moll Söhne, Maschinenfabrik, Witten, Ruhr. Stollenausbau; Zus. z. Pat. 368 016. 27. IV. 22.

Kl. 19 d, Gr. 3. F 56 421. Heinrich Fitz, Dresden, Uhlandstr. 32. Schwellenlagerung auf eisernen Brücken; Zus. z. Anm. F 55 212. 2. VII. 24.

Kl. 20 g, Gr. 4. A 42 828. Altonaer Waggon- und Eisenbau A. G. E. Seidler & Spielberg, Altona-Ottensen. Verfahren zur Beförderung von Eisenbahnwagen auf regelspurigen Gleisen starker Krümmung. 13. VIII. 24.

Kl. 20 h, Gr. 5. C 30 890. Leon Chassy, Firminy, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Einrichtung zum selbsttätigen Einsetzen von Bremsschuhen auf Eisenbahngleise. 13. VII. 21. Frankreich 28. VII. 20 u. 12. V. 21.

Kl. 20 i, Gr. 3. S 65 564. Siemens & Halske Aktiengesellschaft, Siemensstadt b. Berlin. Optisches Signal für Eisenbahnzwecke. 23. VIII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. R 60 898. Franz Radloff, Greifswald. Anlaufbahn an Sicherheitsvorrichtungen für die Haupt- und Vorsignale bei Eisenbahnen. 12. IV. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. Sch 68 015. Otto Scheller, Berlin-Lichterfelde, Albrechtstr. 12. Gittermast. 21. VI. 23.

Kl. 37 b, Gr. 5. S 64 019. Dr.-Ing. Richard Sabathiel u. Vereinigte Bauindustrie-Schiffahrts Act.-Ges., Budapest; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verbindung von Bauteilen. 10. X. 23. Ungarn 7. III. 23.

Kl. 84 c, Gr. 2. F 48 252. Edgar Frankignoul, Lüttich.; Vertr.: R. Brede u. Dipl.-Ing. L. Hammersen, Pat.-Anwälte, Köln a. Rh. Verfahren und Einrichtung zum Einrammen von fernrohrartig in einander gleitenden Vortreibrohren. 20. XII. 20. Frankreich 5. XI. 13.

Kl. 84 d, Gr. 1. G 60 694. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. An einem fahrbaren Kabelkran wagerecht verschiebbares und senkrecht einstellbares Grabgerät. 14. II. 24.

Kl. 84 d, Gr. 3. C 33 576. Herbert McDonald Cooper, Ilford, u. Henry Benjamin Willmott, Barking, England; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Einseitiger Drehschaufelbagger. 24. V. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 31. Dez. 1924.

Kl. 19 a, Gr. 23. C 31 682. Louis Joseph Jean-Baptiste Chêneau, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Wassermann, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren und Zwischenstütze zum Spannen der Tragseile bei Seilbahnen. 10. II. 22. Belgien. 18. II. 21.

Kl. 19 c, Gr. 1. S 59 562. August Seboldt, Halle a. d. Saale, Ludwig-Wucherer-Str. 28. Verfahren zum Herstellen von Spurbahnen in Straßendecken. 25. IV. 22.

Kl. 20 g, Gr. 1. B 114 379. Alfred Bergmann, Butzbach, Hessen. Kopfträger mit drei Laufrollen für Drehscheiben mit quergeteilter Brücke. 26. III. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. E 31 460. Eisenbahnsignal-Bauanstalt F. Paul Weinitschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Elektrische Haltüberwachung für Signale u. dgl. 25. X. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. H 97 306. Hein, Lehmann & Co., Akt.-Ges., Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau, Berlin-Reinickendorf. Kasten zur Aufnahme des Motors und Getriebes elektrischer Weichenantriebe. 14. V. 24.

Kl. 37 e, Gr. 13. Sch 70 070. Hugo Schwartzkopff, Berlin-Friedenau, Odenwaldstr. 9. Mörtelbehälter mit Mischvorrichtung. 29. III. 24.

Kl. 37 f, Gr. 7. G 53 009. Grün & Bilfinger, Akt.-Ges., Mannheim. Lokomotiventschlackungsanlage in Verbindung mit einer Lokomotivbekohlungsanlage. 29. I. 21.

Kl. 81 e. Gr. 32. L 58 665. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Anlage zum Fördern von Schüttgut auf Halden. 17. IX. 23.

Kl. 84 c, Gr. 3. M 71 105. Dr.-Ing. Max Möller, Braunschweig, Technische Hochschule, und Heinrich Butzer, Dortmund, Moltkestraße 21. Senkbrunnengründung mit Druckluft. 18. X. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 61 918. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Bad., Beiertheimer Allee 70. Grobrechen für Werkkanäle und Abwasserreinigungsanlagen mit auf den Rechenstäben verschiebbarer Abstreifschwelle. 2. VIII. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 61 929. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Bad., Beiertheimer Allee 70. Umlaufende Walzenbürste zum Reinigen von Siebflächen u. dgl. zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung. 4. VIII. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 24. Dez. 1924.

Kl. 20 k, Gr. 9. 408 068. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Stützstrebe zur seitlichen Festlegung der Fahrdrähte bei Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen. 16. XI. 23. A 41 000.

Kl. 37 b, Gr. 3. 408138. Gebr. Himmelsbach Akt.-Ges., Freiburg, Baden. Verbindung der Riegel mit den Stielen bei mehrstieligen hölzernen Masten. 23. X. 23. H 95 026.

Kl. 37 f, Gr. 5. 408 014. Franz Hof, Frankfurt a. M., Gutleutestr. 204. Hohlmauer für Rundbauten, insbesondere Schornsteine. 17. V. 23. H 93 647.

Kl. 80 b, Gr. 3. 407 982. Otto Fr. Honus, Marienberg. Verfahren zur Herstellung eines Zements. 17. IV. 23. H 93 364.

Kl. 80 b, Gr. 3. 408 115. Dr. Kunze & Soller, Köln-Mülheim. Verfahren zur Herstellung von hydraulischen Bindemitteln und Schwefelerzeugnissen aus Kalziumsulfat. 25. XI. 20. K 75 279.

Kl. 84 c, Gr. 4. Richard Henry Annison, London; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Steuerung für Dampframmen. 19. VI. 20. A 33 598. England 22. III. 19.

Kl. 85 b, Gr. 2. 408 109. Chemische Fabrik Pott & Co., Dresden. Vorrichtung zum Klären von enthärtetem Wasser. 20. XI. 21. C 31 415.

Kl. 85 c, Gr. 6. 407 986. Dr. Hermann Bach, Annastr. 35, u. Franz Fries, Ursulastr. 136, Essen. Einrichtung zum Reinigen von Abwässern in einem mit Absetzgerinne versehenen Behälter. 19. II. 24. B 112 799.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 31. Dez. 1924.

Kl. 19 a, Gr. 2. 408 244. Max Rüping, München, Bayerstraße Nr. 47. Einschlagdübel für Eisenbahnschwellen. 26. I. 24. R 60 172.

Kl. 35 b, Gr. 1. 408 228. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Kabelkran. 15. VIII. 23. A 40 503.

Kl. 37 b, Gr. 3. 408 252. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Mast. 11. VII. 23. S 63 318.

Kl. 65 a, Gr. 53. 408 279 Arthur H. Müller, Blankenese. Vorrichtung zum Schleppen von Schiffen. 25. IX. 23. M 82 609.

Kl. 80 b, Gr. 3. 408 223. Dr. Kunze & Soller, Köln-Mülheim. Herstellung von Zement aus Gips und Silikaten; Zus. z. Pat. 407 659. 9. VI. 22. K 82 334.

Kl. 81 e, Gr. 32. 408 169. „Eintracht" Braukohlenwerk und Brikettfabriken Akt.-Ges., Welzow, N.-L. Vorrichtung zum Einebnen des Vorfelds. 30. IV. 24. E 30 687.

Kl. 84 a, Gr. 6. 408 234. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G. Nürnberg. Rechenreiniger für Wasserkraftwerke. usw. 2. XII. 21. M 75 914.

Kl. 85 d, Gr. 6. 408 284. Walter Jost, Barendorf b. Iserlohn. Vorrichtung zum Auffangen bzw. Abdrosseln des Rückstoßes in Wasser- und sonstigen Druckleitungen. 23. II. 24. J 24 460.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. Herausgegeb. v. Dr.-Ing. e. h. E. Mörsch, Prof. a. d. Techn. Hochsch. Stuttgart. V. Aufl., II. Bd., 2. Lieferung mit 197 Textabb. Verlag von Konrad Wittwer in Stuttgart 1924. Preis geh. 9 GM.

Behandelt werden in der 2. Lieferung von Band II des hervorragenden Werkes: 1. Shedbauten, 2. Hallendächer, und zwar: a) Balkenartig aufliegende Binder (Vollwand- und Fachwerkskonstruktionen, Zweigelenkbogen mit Zugband), b) Rahmenbinder (Dreigelenkbogen, Zweigelenkbogen. desgl. mit hohem Zugband, Zweigelenkrahmen mit mittlerer Pendelstütze, eingespannte Rahmen, desgl. mit hohem Zugband, desgl. mit mittlerer Pendelstütze, mehrschiffige Hallenbinder), c) Gewölbe des Hochbaues, Kuppeln und Zeltdächer (Gurtbögen, Tonnen- und Kreuzgewölbe, Vollkuppeln, Rippenkuppeln, Zeltdächer), 3. Kellerdichtungen, 4. Gründungen, und zwar: a) Fundamentplatten für Einzelpfeiler, b) Fundamentschwellen, Plattenrost, c) durchgehende Fundamentplatten, d) Senkbrunnen (Brunnengründung, Senkbrunnen zur Wassergewinnung, Senkbrunnen als Umschließung von Baugruben), e) Senkkasten, f) Pfähle und Spunddielen (Bauart, Herstellen und Einrammen der Pfähle, Spundwände, Tragfähigkeit der Pfähle, Zugpfähle), g) Beispiele über die Verwendung von Eisenbetonpfählen, h) Bewehrte Ortpfähle.

Schon diese kurze, gedrungene Inhaltsangabe läßt erkennen, welchen reichen Stoff (auf S. 161—320, also auf 10 Bögen) der Verfasser hier meistert. Die wiedergegebenen Beispiele sind erstklassig, die hinzugefügten kurzen statischen Hinweise dem Zweck bestens angepaßt. Die neue Lieferung schließt sich glänzend den bisher erschienenen Teilen des klassischen Werkes von Mörsch an. M. F.

Die Verarbeitung der Baustoffe im Beton- und Eisenbetonbau. Zementverarbeitung Heft 6. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1924. Herausgeber Baurat Dr.-Ing. Riepert.

Der Inhalt der vorliegenden Schrift behandelt die Einrichtung und Einteilung der Baustelle, die Rüstung und Schalung, die Eiseneinlagen, den Beton, die Behandlung des Betons nach dem Betonieren, das Ausschalen und Ausrüsten. Auf bester Kenntnis des Bauvorganges und weitgehenden Erfahrungen aufgebaut, gibt die Schrift in klaren und bezeichnenden Zügen alles Wissenswerte in dem oben genannten, so überaus wichtigen Gebiete. Die Textausführungen, vorwiegend Grundsätzliches bringend, sind durch eine größere Anzahl klarer Abbildungen bestens unterstützt. Hierbei sind vielfach in besonders wirkungsvoller Weise falsche bzw. unzweckmäßige Ausführungsarten den guten, bewährten gegenübergestellt. Von den notwendigen Baumaschinen sind die in der Praxis meist verwendeten vorgeführt, bei den Arten der Bauausführung auch der neueren Methoden (Torkretieren, Kraftbau-Spritzverfahren, Preßzementbau von Wolfholz z. B.) in ausreichender Weise gedacht. Die kleine Schrift (66 Seiten) kann jedem Bauingenieur, der sich in der Praxis des Beton- und Verbundbaues unterrichten will, nur aufs wärmste empfohlen werden. M. F.

Denkschrift aus Anlaß der feierlichen Einweihung der Tungchi Technischen Hochschule in Schanghai-Woosnug. 1924.

Die glänzend geschriebene, reich mit Bildwerk ausgestattete Denkschrift bringt zunächst einen Beitrag über die geschichtliche Entwicklung der Hochschule von ihren ersten Anfängen aus dem Jahre 1907 an bis in die Jetztzeit, hierbei vor allem der führenden und weitschauenden Männer gedenkend, deren Lebensarbeit die Schaffung und glanzvolle Fortentwicklung der Hochschule gewesen ist oder noch ist: des Prof. Dr. von Scheele, des Prof. Dr.-Ing. e. h. B. Berrens, des Dr.-Ing. e. h. S. D. Yüan u. a. m., hierbei auch der getreuen Mithilfe deutscher Firmen in China und in der deutschen Heimat gerecht werdend. Weiterhin werden dann die Baulichkeiten der Hochschule eingehend gewürdigt und die Lehrmittel behandelt. Besondere Abschnitte sind dem bestens ausgestatteten Maschinenlaboratorium, den elektrotechnischen Laboratorien und den Lehrwerkstätten gewidmet. Angeschlossen sind weiter Mitteilungen über den „Verband für den Osten" (von Wirkl. Geh. Rat Dr. von Körner), sein Entstehen und sein Wirken gegeben, Mitteilungen, die in der vorliegenden Festschrift deshalb besonders bedeutungsvoll sind, weil gerade dieser Verband berufen war, in der Geschichte der Tungchi-Hochschule eine wichtige Rolle zu spielen und es auch für die Zukunft als eine seiner vornehmsten Pflichten ansieht, die Interessen der Hochschule und ihrer Absolventen in Deutschland zu fördern.

Den Abschluß der Denkschrift bilden kurze Mitteilungen über den deutschen Maschinenbau, die Anpassungsfähigkeit dieses an besondere Verhältnisse und Bedürfnisse der Abnehmer, über Aus- und Einfuhr der Maschinen, letzteres im besonderen im Hinblick auf China und die Schaffung einer eigenen Maschinenindustrie in diesem Lande.

Alles in allem lehrt auch diese Denkschrift wieder, daß die Tungchi-Technische Hochschule in Schanghai-Woosung eine Stätte wissenschaftlicher Bestrebungen, eine Zentrale gemeinsamer deutscher und chinesischer Arbeit im Interesse beider Länder und ein wichtiger Vorposten zur Vertiefung kultureller und wirtschaftlicher Beziehungen zwischen beiden Ländern ist. Möchten die jetzigen inneren Unruhen in China die Hochschule und ihre großzügige segensreiche Arbeit unberührt lassen und erstere sich weiter entwickeln auf der bisher beschrittenen Bahn. M. F.

Die Güterwagen der Deutschen Reichsbahn, ihre Bauart, Bestellung und Verwendung. Herausgegeben im Auftrage des Eisenbahnzentralamtes in Berlin. 16 Seiten mit 41 Zeichnungen. Preis 1 G.M. (VDI-Verlag Berlin SW 19, Beuthstr. 7.)

Durch die Herausgabe dieser Aufklärungsschrift, die in erster Linie eine Zusammenstellung der amtlichen Haupt- und Nebengattungszeichen der einzelnen Güterwagen der Deutschen Reichsbahn enthält, ist ein langjähriger Wunsch aller am Eisenbahntransportwesen interessierten Kreise erfüllt worden. An 41 Zeichnungen mit begleitendem Text wird eine klare und übersichtliche Aufstellung der verschiedenen Arten der Güterwagen mit genauer Angabe ihrer Größe, Bauart, Ausmessungen, Laderaum, Ladegewicht und Tragfähigkeiten sowie der einzelnen Verwendungsmöglichkeiten gegeben. Es folgen sodann Richtlinien für Bestellungen der Güterwagen mit einem Bestellschema und eine Übersicht der als „Einheitswagen" gebauten Reichsbahn-Güterwagen. Jedem Industriellen, ob er Kohle, Erze, Maschinen, Groß- und Kleinvieh, Lebensmittel, Textilwaren, Holz usw. verfrachtet, ermöglicht diese Aufklärungsschrift die best mögliche Ausnutzung der Transporteinrichtungen der Deutschen Reichsbahn und somit die Beschleunigung des Güterverkehrs. Bei der heute so großen Wichtigkeit des Transportwesens dürfte dieses Heftchen der weitesten Verbreitung gewiß sein.

W. Müller, Dresden.

Kalender für das Gas- und Wasserfach. Begründet von G. F. Schaar. Herausgegeben von der Geschäftsstelle des Deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern unter Mitwirkung von Dr.-Ing. G. Thiem für den wassertechnischen Teil. Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin.

Der soeben für das Jahr 1925 erschienene Kalender zerfällt in zwei Teile. Der erste enthält den Brennkalender, aus dem die Brennzeiten bei voller und eingeschränkter Beleuchtung entnommen werden können. Ferner finden wir einschlägige wirtschaftliche und steuertechnische Gesetze und Verordnungen, eine Zusammenstellung der hier in Betracht kommenden Vereine und Verbände, deren Aufgabe und Gliederung, ein Verzeichnis der Steinkohlen-, Wasser-, Öl- und Luftgaswerke, Wasserwerke und Elektrizitätswerke sowie ein Bezugsquellenverzeichnis.

Der Abschnitt über Gesetze und Verordnungen ist erweitert. Die Ergebnisse des Jahres 1924 sind berücksichtigt. Das Werksverzeichnis und das Verzeichnis der Leiter und technischen Beamten umfaßt 1996 Werke.

Der zweite Teil ist technisch-wissenschaftlicher Art. Im allgemeinen Teile finden wir mathematische Zusammenstellungen, Angaben über Maße und Gewichte, über die Mechanik fester Körper, über die Handelsfabrikate des Eisens, die Rohmaterialien, die Wärmekraftmaschinen, Dampfkessel, Verbrennungsmotoren, Heizungsanlagen und Elektrotechnik. Im gastechnischen Teile sind die physikalischen Grundlagen erörtert, ferner die Verbrennung, die Entgasung der Steinkohle, die Verteilung des Gases und die Gasverwendung. Die verschiedenen technischen Gasarten werden beschrieben. Der Unter-

suchung der Rohmaterialien, der Gase, der Nebenprodukte sowie der Gasheizöfen und Gaskocher ist ein weiterer Abschnitt gewidmet.

Die Abschnitte über Heizungsanlagen und Verteilung des Gases sind vollkommen neu bearbeitet. Im übrigen ist der ganze gastechnische Teil einer eingehenden Durchsicht unterzogen worden.

Der wassertechnische Teil umfaßt die Hydraulik, die Wasserversorgung und die Wasseruntersuchung. Was hier unter dem Namen Wasserversorgung zusammengefaßt ist, vermittelt einen ausgezeichneten Einblick in das Wesentliche der Wasserversorgungstechnik. Der Abschnitt über Wasseruntersuchung enthält das für den Ingenieur auf diesem Gebiete Notwendige. Dr.-Ing. Thiem hat es verstanden, den wassertechnischen Teil zu einer vorzüglichen Einführung in die Technik der Wasserversorgung auszustatten.

Heilmann, Dresden.

Wasserkraftmaschinen. Eine Einführung in Wesen, Bau und Berechnung neuzeitlicher Wasserkraftmaschinen und Wasserkraftanlagen. Von Dipl.-Ing. L. Quantz-Stettin. V. erweiterte und verbesserte Auflage mit 179 Textfiguren. (155 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin 1924, Preis gebd. 3 GM.

Das der gründlichen Einführung in das Gebiet des neuzeitlichen Turbinenbaues gewidmete Buch ist rühmlich genug bekannt, als daß darüber noch viel gesagt werden könnte; für seine günstige Aufnahme spricht auch die neue Auflage, die sich von ihrer Vorgängerin nur in Wenigem unterscheidet. Der Bauingenieur, der sich mit dem Gebiete der Wasserkraftanlagen vertraut machen will, muß — mit Rücksicht auf die Abhängigkeit der einzelnen Teilanlagen untereinander — die dazu gehörigen Wasserkraftmaschinen, die Turbinen, ihre Konstruktion und Wirkungsweise, soweit kennen, daß er bei der Aufstellung seines Projektes vom Maschineningenieur unabhängig ist. Auf dem Wege zu diesem Ziele bildet ihm das vorliegende Buch eine sehr wertvolle Stütze. Erwähnt seien zum Schluß die den einzelnen Turbinenarten eigenen — in Form eines Beispiels ausgeführten — Berechnungsweisen.

G. E.

Handbuch des Reichssteuerrechts. Von Strutz. Zweite Aufl. Verlag Späth & Linde, Berlin 1924.

Nur eine systematische Darstellung unserer Steuergesetze vermag noch durch das unübersichtliche Gewirr unserer Steuer- und Zollvorschriften einigermaßen den zu führen, der in seiner industriellen oder kaufmännischen Praxis tagtäglich merkt, welche unproduktiven Kosten jedem Betrieb aus der Überfülle der Gesetze und Verordnungen erwachsen. Es ist zu begrüßen, daß der Senatspräsident am Reichsfinanzhof mit einer Reihe von Kollegen, meistens in der Steuerliteratur wohlbekannten Namen, in systematischer Behandlung ein Nachschlagewerk geschaffen hat, das ebenso den Fehler einer stichwortartigen, doch für den praktischen Gebrauch nicht ausreichenden, weil zu skizzenhaften Behandlung wie den schon bei der Unabgeschlossenheit der Materie nicht empfehlenswerten Weg einer zu theoretischen Behandlung vermeidet. Ausführliches Register erleichtert die Benutzung der glücklich ineinandergreifenden Darstellungen, die durch Hineinarbeitung aller Nachträge in den Text noch gewinnen werden. Diese waren bei der Labilität der Materie und dem leider nie aussetzenden Arbeiten der Gesetzgebungsmaschine unvermeidlich; dem rührigen Verlag wird es gelingen, bei der zu erwartenden Vereinfachung wiederum mit zuverlässigen Darstellungen des geltenden Rechtes auf dem Plan zu sein, zumal das vorliegende, nicht weniger als 1077 Seiten trotz gedrängter aber übersichtlich gebliebener Zusammenstellung füllende Buch auch als eine Vorbereitung zum neuen Rechtszustand gelten kann. Auch diese Wirkung kann es bei der Berücksichtigung der Rechtsprechung und der im allgemeinen in den Einzelbeiträgen anzuerkennenden wissenschaftlichen Einstellung haben.

Prof. Dr. Gehrig.

Zeichnerische Bestimmung der Spiegelbewegungen in Wasserschlössern von Wasserkraftanlagen mit unter Druck durchflossenem Zulaufgerinne. Von Dr. techn. Ludwig Mühlhofer. Mit 11 Abb. (80 Seiten). Verlag von Julius Springer, Berlin 1924. Preis geh. 3,90 GM.

Das Büchlein bringt weit mehr als sein Titel erkennen läßt. Es ist m. E. tatsächlich wohl das beste und vollkommenste Werkchen, das über die Frage der Spiegelbewegungen von Wasserschlössern bisher veröffentlicht worden ist.

Nach einer Herleitung der Ausgangsgleichungen und Bedingungen gibt es zunächst eine gedrängte aber sehr klare und vollständige Übersicht über die vorhandenen Rechnungsverfahren und ihre wichtigsten Ergebnisse und die aus ihnen abgeleiteten Näherungsformeln, um dann zu zeigen, daß eine geschlossene Integration der Ausgangsgleichungen nicht möglich ist.

Nach einem von Mehmke angegebenen allgemeinen Verfahren zur stufenweisen Integration simultaner totaler Differentialgleichungen entwickelt Verfasser nun ein zeichnerisches Verfahren für die Lösung der vorliegenden Aufgaben, für das er zunächst die mathematischen Grundlagen gibt, um dann mit genauen Anweisungen für Wahl der Maßstäbe, Anordnung der zeichnerischen Rechenbilder die Einzelheiten seines Verfahrens zu entwickeln. Eine Untersuchung über den Genauigkeitsgrad des Verfahrens beschließt den theoretischen Teil. Nach einer kurzen Ausweitung der Untersuchungen auf Anlagen mit zwei Wasserschlössern werden dann noch 3 numerische Beispiele durchgeführt.

Das Werk kann unbedingt jedem Wasserkraftingenieur als ausgezeichnet empfohlen werden. Es ist freilich keine Anleitung zum Bau von Wasserschlössern und es gestattet nicht ohne weiteres, deren zweckmäßige Größe zu ermitteln.

Der Entwurfsbearbeiter muß sich deshalb darüber klar sein, daß nicht das plötzliche volle Belasten oder Entlasten einer Anlage die ungünstigsten Verhältnisse darzustellen und auch die größten Spiegelerhebungen zu erzeugen brauchen. Ist der Betrieb, wie es z. B. bei Bahnbetrieb der Fall ist, sehr unruhig, so kann die vielfache Wiederkehr an sich geringer Belastungsänderungen besonders bei geringer Stollenreibung oft ungünstigere Folgen haben, insofern das Auftreten ungedämpfter Schwingungen möglich wird, die schwere Betriebsstörungen zur Folge haben können. Unter solchen Verhältnissen wird man oft durch Vergrößerung des Wasserschlosses allein keine Abhilfe schaffen können, dann müssen Doppelkammer-Wasserschlösser oder Anlagen mit auf andere Weise erzeugter künstlicher Dämpfung nötig werden.

Dem Wert des Werkchens aber wird das Fehlen eines solchen Hinweises keinen Eintrag tun können. Wir wünschen ihm die weiteste Verbreitung. Seine gute äußere Ausstattung verdient gleichfalls Anerkennung.

Heinrich Heiser.

Mathematische Physik. Ausgewählte Abschnitte und Aufgaben aus der theoretischen Physik. Von K. Hahn. B. G. Teubner, Leipzig und Berlin, 1924. 10 Bogen 8°, 46 Figuren.

Dieses treffliche kleine Buch, welches der Verfasser ausdrücklich auch zum Selbstunterricht für Studierende bestimmt hat, darf diesen aufs wärmste empfohlen werden. Es ist vor allem wirklich Physik, was der Verfasser behandelt, dem es freilich auch vollkommen gelungen ist, dem Anfänger auch den Nachweis des Wertes und der Notwendigkeit streng mathematischer Betrachtung für die Gewinnung tieferer physikalischer Einsicht zu führen. Die Auswahl der vorgetragenen Lehren und behandelten Aufgaben aus der Mechanik des Punktes und des starren Körpers, der statistischen Mechanik und Wärmelehre und der Elektrizitäts- und Potentialtheorie ist sehr zweckmäßig getroffen. Die Darstellung ist überaus anregend und wird namentlich auch bei unseren Studierenden auf den Technischen Hochschulen den Wunsch erwecken, die zur Besprechung gebrachten Gegenstände weiter zu verfolgen. Dabei ist besonders anerkennend hervorzuheben, daß der Verfasser bei Behandlung der einzelnen Aufgaben gelegentlich mit feinem pädagogischen Takte so weit ins einzelne geht, daß auch der in der Anwendung der höheren Analysis noch Schüchterne ohne mathematische Hemmungen, sondern mit Freude und Interesse dem Vortrag folgen kann, der den physikalischen Inhalt der jeweils zur Diskussion gestellten Frage stets im Auge behält.

Als besonders dankenswert erscheint mir, daß Verfasser sein Buch beschließt mit einem Abschnitt über das Relativitätsprinzip. Es ist ja in der Tat notwendig, daß der Studierende möglichst frühzeitig mit den Tatsachen und den Gedankengängen in exakter Weise bekanntgemacht werde, über die leider so viel sogenannte gemeinverständliche, sehr unverständige „Literatur" entstanden ist. Hier findet der Leser eine klare, zuverlässige Einleitung in die neue Anschauung und eine ebenso klare Darlegung einiger ihrer nächsten Konsequenzen.

Gravelius.

Mathematische Schwingungslehre. Theorie der gewöhnlichen Differentialgleichungen mit konstanten Koeffizienten sowie einiges über partielle Differentialgleichungen und Differenzengleichungen. Von Dr. Erich Schneider. Mit 49 Textabb. (200 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin 1924. Preis geh. 8,40 GM.; geb. 9,15 GM.

Das Buch behandelt im wesentlichen die linearen Differentialgleichungen mit konstanten Koeffizienten, soweit sie in der physikalischen und technischen Schwingungslehre Anwendung finden. Behandelt wird — von einigen klassischen Problemen abgesehen — nur die mathematische Seite, doch geben ausgedehnte Hinweise auf andere Lehrbücher und auf Einzelarbeiten die willkommene Möglichkeit, sich für die Anwendungen auf Einzelfragen auch über die physikalische bzw. technische Seite der Probleme zu unterrichten. Das Hauptverdienst des Buches liegt in erster Linie in der ausführlichen Diskussion aller Einzelfälle, welche bei linearen Differentialgleichungen mit konstanten Koeffizienten auftreten können. Denn so einfach im Prinzip der komplexe Ansatz die Lösung dieser Differentialgleichungen liefert, so groß wird die Mannigfaltigkeit der zu besprechenden Fälle, sobald man im konkreten Falle die Lösung in reeller Form hinschreiben will. Hier ist nützliche Arbeit geleistet und hier liegt das Schwergewicht des Buches. Begrüßenswert sind darüber hinaus die Ansätze, die zu vertiefter Betrachtung führen, wie beispielsweise die Einführung der Greenschen Funktion und die Integration der inhomogenen Gleichung mit ihrer Hilfe, sowie der Hinweis auf die linearen Integralgleichungen, wenn auch die Darstellung hier wohl um der Kürze willen etwas formal bleibt. Den Fourierschen Reihen hätte ich bei ihrer großen prinzipiellen und praktischen Bedeutung eine breitere Behandlung gegönnt.

Von den weiteren Abschnitten behandelt Kap. IV Gleichungen, welche sich auf lineare zurückführen lassen. Kap. V gibt die Grundlagen für die Integration partieller Differentialgleichungen durch die klassischen Reihenentwicklungen, doch scheint mir dieser Abschnitt etwas zu kurz zu sein, als daß jemand, der nicht schon einigermaßen Bescheid weiß, daraus Nutzen ziehen könnte. In Kap. VI sind in recht übersichtlicher Weise die Grundlagen für die Integration der Differenzengleichungen mit konstanten Koeffizienten zusammengestellt.

Entsprechend seinem Titel ist das Buch in erster Linie im Hinblick auf die Schwingungsprobleme geschrieben, doch ist es nicht so speziell gehalten, daß nicht auch die in der Statik vorkommenden Fälle darin enthalten wären, wenn hier natürlich auch die enge Beziehung zu den Anwendungen fehlt. Jedenfalls scheint es mir ein nützliches Buch zu sein, empfehlenswert in erster Linie für den, der im Prinzip mit den Dingen vertraut ist und sich für die Durchrechnung eines konkreten Falles oder für die Bedürfnisse des Unterrichtes über die möglichen Typen von Lösungen und die einfachsten Wege zum Ziele unterrichten will. Trefftz.

Tage der Technik 1925. Von Dr.-Ing. h. c. F. M. Feldhaus. Ein technisch-historischer Abreißkalender. 387 Blätter. 350 Abb. Gr. 8°. München. R. Oldenbourg. 4,50 GM. Gewicht 800 g.

Jedes Blatt bringt eine Menge auf den betreffenden Tag entfallender Gedenkdaten aus dem Reich der Technik (ganz weit gefaßt). Das Material ist nicht willkürlich, wie häufig bei solchen Unternehmen untergebracht. Zwischen den einzelnen Tagen und den abgebildeten Maschinen, den geschilderten Ereignissen, den historischen Erinnerungen und Bildnissen bestehen wohldurchdachte Zusammenhänge in sachlichem und zeitlichem Zusammenklang. Jeder Jahrgang bringt ganz neues Material.

Die 350 Abbildungen machen den Kalender besonders wertvoll. Technisch-historische Bilder aus allen Zeiten und Völkern werden gebracht, auch solche phantastischer und kurioser Art. Der Verfasser hat es verstanden, die geeigneten Abbildungen, insbesondere von alten Stichen, und die passenden Aussprüche von Dichtern und Denkern zusammenzustellen. Auf die Auswahl interessanter Bilder wurde für diesen Jahrgang noch mehr Aufmerksamkeit verwandt. E. Probst.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 16. Februar 1925 abends 6½ Uhr fand der letzte Vortragsabend der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen im Rahmen des Außeninstituts der Technischen Hochschule zu Berlin veranstalteten Vortragsreihe statt. Herr Oberingenieur Schellewald von der Brückenbau-Anstalt C. H. Jucho, Dortmund, sprach über „Neuere Montagemethoden im Eisenbau" und führte — zum Teil zur Erläuterung der sehr zahlreichen Lichtbilder — etwa folgendes aus:

Die Entwicklung der Montagetechnik wurde in den letzten Jahrzehnten im wesentlichen durch drei Umstände beeinflußt, und zwar: durch das Anwachsen der Größe der Bauwerke und der Abmessungen und Gewichte der Bauglieder, durch die Einführung stärkerer, maschinell betätigter Hebezeuge und durch das Bestreben, die Wirtschaftlichkeit der Montagetechnik zu heben.

Im Brückenbau spielen die Kosten der Gerüste eine sehr erhebliche Rolle; die Gerüste werden heute noch, wie früher, in der Hauptsache aus Holz hergestellt. Eine Verbilligung läßt sich erzielen, wenn für die Streckträger nicht hölzerne Balken, sondern breitflanschige I-Träger gewählt werden. Eiserne Gerüste finden nur selten Anwendung. Lediglich bei der Überbrückung der großen Schiffahrtsöffnungen in den Gerüsten über schiffbaren Gewässern werden eiserne Gerüstträger benutzt.

Der Zusammenbau der Brücken erfolgt in den Regelfällen mittels Portalkräne, das Vernieten jetzt meistens mit Preßluft.

Um Gerüste nach Möglichkeit zu sparen, werden die Brücken entweder frei vorgebaut oder in fertig montiertem Zustande vom Lande aus in ihrer Längsrichtung über den Fluß verschoben oder, nachdem sie an anderer Stelle fertig montiert sind, auf mit entsprechenden Gerüsten versehene Pontons gesetzt, schwimmend über ihre Lager gebracht und auf diese abgesetzt oder endlich mittels eines Schleusenkranes, der die zu überbrückende Öffnung überspannt, eingesetzt. In diesem Falle werden die Brücken an einer in ihrem Zuge liegenden Arbeitsstelle fertig montiert und dem Vorbaukran auf Wagen zugeführt. Das Verfahren ist wirtschaftlich, wenn es sich um eine größere Zahl hintereinander liegender Überbauten von nicht zu großer Stützweite handelt.

Das Auswechseln der Brücken erfolgt, je nach der Lage der Verhältnisse, entweder durch Portalkräne, welche die Baustelle überspannen, oder durch Querverschieben auf dazu geeigneten Bahnen. Dieses Verfahren ist vor allem bei Brücken großer Abmessungen und bei einzeln liegenden Brücken zweckmäßig.

Im Hochbau ist der früher allein zum Hochziehen verwandte einfache Standbaum fast vollständig durch den Schwenkmast, der von einem Standort aus ein großes Arbeitsfeld bestreicht, verdrängt worden. Der Standbaum ist zwar in mancher Hinsicht verbessert worden; er wird, um seine Länge und seine Tragfähigkeit zu erhöhen, als Gittermast oder Rohrmast ausgeführt; auch hat man ihn teleskopartig ausgebildet; trotzdem bleibt seine Verwendung im großen und ganzen auf Sonderfälle beschränkt. Der Schwenkmast wird meistens mit einer Drehsäule, die zweckmäßig angenähert die gleiche Länge wie die des Auslegers besitzt, verwendet; teilweise hat man die Ausleger an breitfüßigen Türmen angeordnet und sie entweder am Fuße des Turmes oder in der Nähe der Spitze desselben gelagert.

In neuerer Zeit ist man dazu übergegangen, größere Teile von Bauwerken auf dem Boden zusammenzubauen und als Ganzes hochzuziehen; so pflegt man die großen Verladebrücken auf dem Boden vollständig herzustellen und unter Benutzung von starken Türmen oder unter Benutzung der die Brücke später tragenden Portale hochzuziehen und die Füße unter die schwebende Brücke unterzubauen bzw. die Portale zu ergänzen. Auch Dachteile aus zwei Bindern mit Pfetten, Verbänden und Oberlichtern sind schon auf dem Boden montiert und als Ganzes unter Benutzung der Gebäudestützen oder mittels Schwenkkranes eingebaut worden. Ferner ist man dazu übergegangen, die Dächer vor dem Hochziehen mit der Schalung, der Dachhaut, den Rinnen usw. zu versehen [1]).

Die bereits von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen (Ortsgruppe Brandenburg) angekündigte Reihe von Vortrags- und Aussprachеabenden über das Thema:

„Die technischen und wirtschaftlichen Aufgaben der verschiedenen Verkehrswege und Verkehrsmittel im Rahmen des gesamten deutschen Verkehrswesens"

wird nunmehr am 17. März mit Vorträgen des Herrn Ministerialrat Dr. Tecklenburg, Berlin über „die Reichsbahn im Rahmen des Gesamtverkehrswesens" und des Herrn Professor Helm, Berlin über „die Neben- und Kleinbahnen" ihren Anfang nehmen. Sämtliche Vorträge werden im Hause des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin NW 7. Sommerstr. 4a, gegenüber dem Reichstagsgebäude (großer Saal) stattfinden. Weitere Abende werden folgende Vorträge bringen:

Montag, den 30. März, 7½ Uhr, von Prof. Mattern, Berlin:

„Die Wasserstraßen, ihre verkehrs- und kulturwirtschaftlichen Aufgaben und ihre Stellung im deutschen Verkehrswesen."

Dienstag, den 14. April 1925, 7½ Uhr, von Herrn Oberbaurat Reiner, Berlin:

„Die Überlandstraßen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens."

Freitag, den 1. Mai 1925, 7½ Uhr, von Herrn Beigeordneten Baurat Hansing, Berlin:

„Organisation und Aufgaben des Verkehrswesens im Ruhrkohlengebiet."

Freitag, den 1. Mai 1925, 7½ Uhr, von Herrn Dr.-Ing. Wienecke, Präsidenten des Landesverkehrsamtes der Provinz Brandenburg:

„Organisation und Aufgaben des Reichsverkehrswesens in der Provinz Brandenburg."

Dienstag, den 19. Mai 1925, 7½ Uhr, von Herrn Dipl.-Ing. Dierbach vom Deutschen Aero Lloyd A.-G., Staaken bei Berlin:

„Die Luftverkehrswege im Rahmen des Gesamtverkehrswesens."

Bei der Bedeutung der Frage, welche Aufgaben den verschiedenen Verkehrswegen und Verkehrsmitteln nach ihrem technischen und wirtschaftlichen Leistungsvermögen heute und künftig zugewiesen werden müssen, damit der günstigste Wirkungsgrad des Gesamtverkehrswesens erzielt wird, lassen sich anregende Erörterungen erwarten. Gäste können eingeführt werden.

Mitgliederverzeichnis und Beiträge.

Die Mitglieder werden dringend gebeten, die mit Rundschreiben vom 12. Januar 1925 übersandten Vordruckkarten für das Mitgliederverzeichnis umgehend ausgefüllt zurückzusenden. Ebenso bitten wir, auf unser Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 die noch rückständigen Beiträge in Höhe von jährlich 6 M. — für Mitglieder, die gleichzeitig dem Verein Deutscher Ingenieure angehören 4,80 M. — und für Junioren 2 M. einzuzahlen.

[1]) Auf den Inhalt des Vortrages wird im Hauptteil noch ausführlich zurückgekommen werden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 25. März 1925 Heft 6

DIE 28. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS.*)

Vom 23. bis 25. Februar in Berlin.

In herkömmlicher Weise hatte der deutsche Beton-Verein seine Mitglieder auch zu seiner diesjährigen Hauptversammlung nach der Reichshauptstadt gebeten. Und es kann nicht hoch genug eingeschätzt werden und darf dem Verein zu stolzer Freude Veranlassung geben, daß sich nach den vergangenen, wirtschaftlich besonders schweren Zeiten wieder eine friedensstarke Versammlung eingefunden hatte. Möge diese große Beteiligung ein gutes Zeichen sein für die wirtschaftliche Erstarkung der Betonindustrie, die zu ihrem Teile auch berufen ist, den Wohlstand unseres Vaterlandes zu fördern. Von weit her und aus allen deutschen Gauen waren Vertreter der Praxis, der Wissenschaft und Materialforschung herbeigeeilt, um in gemeinsamer, ernster Arbeit persönlich Fühlung zu nehmen, Erfahrungen auszutauschen, sich gegenseitig Anregungen zu geben und im Sinne technisch-wirtschaftlicher und wissenschaftlicher Fortentwicklung die großen schwebenden Fragen auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues zu behandeln. Von den ausländischen Vertretern sei an dieser Stelle besonders der derzeitige Rektor magnificus, Herr Hofrat Prof. Dr.-Ing. R. Saliger genannt, der es sich als Führer und Vertreter zugleich der Technischen Hochschule Wien nicht hatte nehmen lassen, das geistige Band zwischen den stammesverwandten Fachgenossen fester zu knüpfen. Nachdem sich der Verein am Montag, dem 23. Februar vormittags in geschäftlicher Sitzung zur Behandlung innerer Angelegenheiten zusammengefunden hatte, eröffnete der Vorsitzende, Herr Dr.-Ing. e. h. Hüser am seitigen Nachmittag die eigentliche Hauptversammlung, zu deren Beginn er Gelegenheit nahm, in persönlicher, ehrender Weise der im vergangenen Jahre aus dem Leben geschiedenen Mitglieder zu gedenken. Besondere Worte dankbarer Anerkennung für die hohen um die Entwicklung und Förderung des deutschen Beton-Vereins erworbenen Verdienste widmete der Vorsitzende dem verstorbenen Ehrenvorsitzenden, Herrn Geh. Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Eugen Dyckerhoff, sowie dem ehemaligen Generaldirektor der Gesellschaft für Beton- und Monierbau, Herrn Dr.-Ing. e. h. Koenen. Nach herzlicher Begrüßung der anwesenden Versammlung, insbesondere der Vertreter staatlicher und städtischer Behörden, der Technischen Hochschulen, Materialprüfungsämter, der befreundeten Vereine und Verbände wurde Herrn Oberingenieur Dipl.-Ing. Burkas das Wort erteilt, der in Vertretung des an der Teilnahme behinderten Herrn Heinrich Butzer, Dortmund, mit der Behandlung des Themas „Spannungsmessungen an Pilzdecken" die Reihe der Vorträge eröffnete. — Die Ausführungen des Vortragenden fanden, ebenso wie die dann folgenden Vorträge, gute Unterstützung in zahlreichen Lichtbildern.

Nach der Beschreibung eines im Jahre 1922 fertiggestellten Lagerhauses Thomsen in Rotterdam, dessen Berechnung nach Lewe unter Benutzung von Fourierschen Reihen durchgeführt worden war, ging der Vortragende in ausführlicher Weise auf die an den fertigen Pilzdeckenkonstruktionen vorgenommenen Dehnmessungen ein. Letztere sind im Auftrage der Firma Heinr. Butzer, Dortmund, von Herrn Professor Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe, durchgeführt und ausgewertet worden, zu dem Ende, einen Einblick in das statische Verhalten der Pilzdecken zu gewinnen, ferner eine Nachprüfung der auf theoretischem Wege gefundenen Rechnungsergebnisse zu ermöglichen und gegebenenfalls brauchbare Näherungsverfahren für die Berechnung aufzustellen. Im wesentlichen sei aus der eingehenden Versuchsbeschreibung wiedergegeben, daß in den wichtigsten Punkten bei verschiedenen Belastungsstufen die Dehnung gemessen und hieraus die Spannungen und die Biegungsmomente unmittelbar abgeleitet wurden. Wenn als Ergebnis die versuchsmäßig ermittelten Biegungsmomente und die nach Marcus und Lewe errechneten nur in den M_g-Werten eine gute Übereinstimmung aufwiesen, nicht aber in den M_p-Werten, die rechnungsmäßig höher waren als die Versuchswerte, so war dieser Umstand auf die Vernachlässigung der 15 cm starken, den Stützenkopf versteifenden und ähnlich den Vouten eines durchlaufenden Trägers die Feldmomente vermindernden Unterlagsplatte bei der Berechnung zurückzuführen.

Im folgenden Vortrage berichtete Herr Rgsbmstr. Dr.-Ing. Hielmann über die Ausführung von Silobauten unter Verwendung hochwertigen Portlandzementes und zeigte an Hand einiger von seiner Firma, der Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalkwerke, Münster i. W., ausgeführten Eisenbetonbauwerke, die bei Verwendung von hochwertigen Zementen (Spezialzement „Wicking") erzielte erstaunlich kurze Bauzeit, wobei er gleichzeitig der Normalisierung und Typisierung, im besonderen der wiederholten Verwendung des Schalungsmaterials nachdrücklich das Wort redete. In der sich anschließenden Aussprache wurde von den Herren Dr.-Ing. Petry und Dr.-Ing. e. h. Hüser gerade hinsichtlich der letzteren Forderungen die Durchführbarkeit unter Hinweis auf die bei jeder Bauausführung grundsätzlich verschiedenen Voraussetzungen in Frage gezogen, andrerseits die hohe wirtschaftliche Bedeutung hochwertiger Zemente anerkannt und zugleich die Qualitätslieferung bzw. Normalisierung hochwertiger Zemente befürwortet.

Den dritten Vortrag über die Fortschritte im Bau von Massivkuppeln hatte Herr Oberingenieur Dischinger in Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Biebrich, übernommen. Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung des Massivkuppelbaues wurde die Bauausführung einer auf dem Fabrikgebäude der Firma Carl Zeiß, Jena, errichteten, 16 m weit gespannten Kuppel von der Form einer Halbkugel beschrieben. Bei der verwendeten Konstruktion handelt es sich im wesentlichen um ein im Wege des Spritzbetonverfahrens einbetoniertes, leichtes Eisennetzwerk, dessen Stäbe in Dreieckssystem vom Scheitel her nach unten zu durch einfache Schlösser aneinander angeschlossen werden. Um der erstaunlich dünnen Spritzbetonschicht einen guten Halt zu geben, wurde das Netzwerk mit einem starken Drahtgewebe überzogen. Das Anspritzen des Betons erfolgte stufenweise in einzelnen Ringen und zwei Schichten von unten und außen, von denen die letztere gleichzeitig die erste Schicht des Nachbarringes war. Der Hauptvorteil liegt in der Leichtigkeit der Konstruktion, sowie in der einfachen schnellen Ausführung. Bei diesem Bau trat die Verwendung beweglicher innerer Schalungstafeln als besonderer Vorzug hinzu, der in der Verzichtmöglichkeit auf ein festes Lehrgerüst mit daraufliegender Schalung begründet ist. Einen besonderen Hinweis verdient andrerseits die an Feinmessung heranreichende genaue Ausführung der einzelnen Eisenstäbe. Als weiteres Ausführungsbeispiel wurde die 40 m weit gespannte Kuppel der Fa. Schott

*) In den nächstfolgenden Heften dieser Zeitschrift werden die meisten der auf der Hauptversammlung gehaltenen Vorträge zum Abdruck gelangen. Schriftleitung.

u. Genossen, Jena, angeführt; sie ist nur in ihrem oberen Teil nach einer Kugel geformt und fällt durch ihren geringen Stich auf. Auch hier Verwendung eines Netzwerkes von sehr geringem Gewicht. Als Ersatz des oben angeführten Drahtgewebes kamen hier sich kreuzende Eisen zur Verwendung, die das Netzwerk oben und unten verstärkten und somit einen besonders guten Zusammenhang im Beton gewährleisteten, ferner auch zur Aufnahme der Temperaturspannungen infolge einseitiger Erwärmung der Schale dienten. Nach Wiedergabe eines dritten ausgeführten Kugelbaues im Lichtbilde und dessen kurzer Erläuterung gab der Vortragende eine Zusammenstellung der Gewichte der bisher ausgeführten besonders beachtenswerten Kuppelbauten, aus der hervorging, wieviel leichter sich Massivkuppeln nach der Zeiß-Bauweise hätten herstellen lassen.

Den zweiten Tag leitete Herr Privatdozent Direktor Dr.-Ing. Mautner mit dem Thema: Über einige Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauwerken im Bergwerks- und Hüttengebiete ein. Der Vortragende erörterte unter Bezugnahme auf seine früheren Ausführungen gelegentlich der 14., 17. und 25. Hauptversammlung zunächst den Vorgang beim Schachtabteufen in stark wasserführendem Deckgebirge und behandelte im Zusammenhang damit die Sicherheit des Schachtausbaues mit Rücksicht auf die Abbauvorgänge. Nach kurzem Eingehen auf die Anwendung des Gefrierverfahrens, dessen Vorzüge und unvermeidliche Nachteile, leitete der Vortragende sodann auf die Schwierigkeiten des Ausbaues über. Er behandelte zunächst den Tübbingausbau (von den verschiedenen, deutschen, Kreuz- und Eckenberg-Tübbingen werden vorzugsweise die ersteren verwendet) allein, hinsichtlich der Standfestigkeit gegen gleichmäßigen Wasser- und Gebirgsdruck, ungleichförmigen Druck und Einwirkungen durch den Abbau, ferner die konstruktiven Maßnahmen zur Erzielung der Wasserdichtigkeit des gußeisernen Ausbaues und der Sicherheit gegen Durchbrüche von scharfem Sand; im besonderen wurde auf die durch Anhäufung von Gefrierlöchern drückenden Schichten, Abbauwirkungen usw. eintretenden Biegungen in horizontalem und vertikalem Sinne, auf die Knick- und Torsionsbeanspruchungen und im Zusammenhang mit dem Tübbingausbau auf die Schraubenscherfestigkeit in den Fugen näher eingegangen.

In seiner Begründung für die dem Beton bzw. Eisenbeton gerade bei Verstärkung gußeiserner Schachtauskleidungen zufallende wichtige Aufgabe sowie der an den Beton zu stellenden Qualitätsforderungen untersuchte der Vortragende den Einfluß des Schwindens, der Wasserdurchlässigkeit und der Temperaturspannungen beim Auftauen und möglicherweise notwendigen Wiederfrieren und ging anschließend auf die von der Wayß u. Freytag A.-G. zu diesem Zwecke in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart durchgeführten Versuche näher ein. Endlich wurde die Durchführung der Verstärkung der Auskleidung der tiefsten in Deutschland bisher niedergebrachten Gefrierschächte im Lichtbilde vorgeführt.

Der zweite Teil des Vortrages galt der Sicherung gegen die Einwirkungen des Bergbaues bei einem der größten Gasmaschinenfundamente und bei einem Fundament der größten Ilgnerumformer, von denen letzteres bei verhältnismäßig geringer Breite und einer Länge von nahezu 60 m einen Eisenbetonbalken darstellt, der auf zwei Flächenlagern aufruht und für alle möglichen Lagen der Schnittlinien der Bruchebenen mit dem Gelände biegungs- und verdrehungsfest konstruiert ist. Besondere Beachtung fand die bei diesem Fundament zur Durchführung gelangte Bewehrung zur Erhöhung der Verdrehungsfestigkeit im Falle schrägen Anschnittes der Bruchfuge. Schließlich wurde die gegen Bergschäden sichere Fundierung eines der größten Kohlentürme, insbesondere die in konstruktiver Hinsicht bemerkenswerten Einzelheiten besprochen.

Herr Strombaudirektor Konz, Stuttgart, führte anschließend die Zuhörerschaft zu den Bauten für die Kanalisierung des Neckars zwischen Mannheim und Plochingen, um ihr im Zusammenhang mit der hohen wirtschaftlichen Bedeutung des erweiterten Wasserstraßenausbaues das weite und wertvolle Anwendungsbereich des Beton- und Eisenbetonbaues in diesem Teilgebiet des Wasserbaues vor Augen zu führen. Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung der Schiffahrt auf den süddeutschen Wasserstraßen, besonders auch im Anschluß an die Rheinschiffahrt, sowie nach einem Hinweis auf den Einfluß des verlorenen Krieges, gab der Vortragende die Grundzüge des Bauprojektes und das Bauprogramm des teils durchgeführten, teils noch fertigzustellenden, in 26 Staustufen vorgesehenen sowie der intensivsten Wasserkraftgewinnung zugleich dienenden Ausbaues und der Kanalisierung des Neckars in großen Zügen wieder, um anschließend an den bereits durchgeführten Bauten der Staustufen Ladenburg, Wieblingen b. Heidelberg, Neckarsulm sowie Ober- und Untertürkheim auf die konstruktive Durchbildung einzelner Anlagen — auf die Ausführung der Betonsohle und -böschungen, die Wehranlagen, Krafthäuser, Schleusenmauern usw. näher einzugehen.

Der sechste Vortrag wurde von Herrn Professor Dr. Mohr bestritten, der die Ergebnisse der von der Badischen Anilin- und Sodafabrik, Ludwigshafen, durchgeführten Versuche über die Einwirkung von Ammonsalzlösungen auf Beton zur Kenntnis gab. Bei den Versuchen sind einmal Normenwürfel aus verschiedenen Portland- und Hochofenzementen mit verschiedenem Mischungsverhältnis zur Verwendung gekommen, die im Laboratorium in reinen Salzlösungen bzw. Säurelösungen gelagert worden sind; und ferner wurden Betonkörper aus Dyckerhoff-Zement mit verschiedenen Zuschlagstoffen im Hauptabwasserkanal des Werkes dem Einfluß von Säuren unterstellt. Es hat sich dabei schon nach kurzer Zeit ergeben, daß die Ammonsalze, deren Säuren mit Kalk lösliche Salze bilden, stark entkalkend und damit zerstörend auf sämtliche Zementmischungen wirken, gleichgültig, ob Traß zugesetzt worden war oder nicht. Periodische Einwirkungen von Salzlösungen haben sich als besonders schädlich erwiesen. Die wesentlichste Ursache der Angriffe auf Portland-Hochofenzement durch Ammonsalze liegt im Kalkgehalt dieser Stoffe, so daß alle Maßnahmen, die auf Verdichtung des Gefüges hinzielen, auch der Zusatz von Traß und Schutzanstrichen, nur verzögernd, nicht aber verhindernd auf die Angriffe wirken können.

Im folgenden Vortrag des Herrn Oberingenieur Goebel der Badischen Anilin- und Sodafabrik Ludwigshafen über die Zerstörung von Betonbauten durch chemische Angriffe und konstruktive Abwehrmaßnahmen knüpfte der Vortragende an die von dem Vorredner als Ergebnis mitgeteilte Erkenntnis von der Unzulänglichkeit der den Zementen beigefügten Zusätze bzw. Anstriche an und gab Beispiele konstruktiver Abwehrmaßnahmen wieder, welche die sorgfältigste Abhaltung aller derjenigen Agenzien von der Betonkonstruktion zum Ziele haben, die durch chemische Umsetzungen irgendwelche Zerstörungen hervorrufen können, um somit die sonst eintretenden Schäden auf ein Minimum herabzudrücken. Zum Schluß kam der Vortragende noch auf den in neuerer Zeit vielgenannten Schmelzzement zu sprechen, von dem er sich, namentlich hinsichtlich des Angriffs sulfathaltiger Flüssigkeiten, viel verspricht.

Mit dem Vortrage des Herrn Direktor Dr.-Ing. Arndt der Philipp Holzmann A.-G. über den Talsperrenbau Muldenberg unter besonderer Berücksichtigung des Mörtelwerkes und der Transportfragen wurde die Zuhörerschaft wieder auf eine der großen augenblicklich in Betrieb stehenden Baustellen zurückgeführt.

Nach einer einführenden Übersicht über die an der Baustelle vorherrschenden geographischen, geologischen und klimatischen Verhältnisse, sowie des gesamten Talsperrenprojektes behandelte der Vortragende, unterstützt durch vorzügliche Lichtbilder, die zur Anfuhr, Lagerung und Verarbeitung des Materials errichteten Installationsbauten und Förderanlagen; es wurden nacheinander der Traß- und Zementsilo, das Sandlager und der Kalksilo, das Kalk- und Mörtelwerk, ihre Konstruktionen, Anlagen und Betriebsweisen beschrieben und dabei besonderes Augenmerk auf die verschiedenen Arten

automatischer Abzapfungskonstruktionen, im Zusammenhang mit der automatischen Abmessung der erforderlichen Mengen der einzelnen Zuschlagstoffe, gerichtet. Die Höhenlage des für die Installationsbauten zur Verfügung stehenden Geländes sowie die Lage und die unmittelbare Nähe zur Eisenbahn haben Veranlassung gegeben, der Gesamtinstallationsanlage im allgemeinen den Charakter horizontaler Betriebsweise zu verleihen. — Um den Verkehr an den Mörtelmaschinengruppen auf ein Mindestmaß zu beschränken, wird jeder Muldenkipper mit einer vollen Mörtelmischung zur Maschine gefahren, nachdem er der Reihe nach an jedem Silo die für eine Mörtelmischung erforderliche Menge des betreffenden Zuschlagstoffes geladen hat. Es werden am Schluß der Ausführungen die erzielten Betriebsergebnisse im einzelnen erörtert und der Beweis für den richtigen Konstruktionsgedanken der gesamten sich bewährenden Anlage erbracht.

Am Aschermittwoch eröffnete Herr Dr.-Ing. Enzweiler der Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Berlin, an neunter Stelle der Vortragenden den letzten Versammlungstag mit dem Thema Der Bau der Schwarzenbachtalsperre. Nach einleitenden Angaben über die Entwicklung der Ausbaustufen an der Murg für das Badenwerk, bei welchem die Schwarzenbachtalsperre das bedeutendste Bauwerk darstellt, ging der Vortragende auf die bei dieser Talsperre zum ersten Male in Deutschland zur Anwendung kommende Gußbetonbauweise ausführlich ein. Nach den bisherigen Leistungen des noch in der Ausführung begriffenen Bauwerkes kann bei aller Vorsicht in der Berechnung schon jetzt von einer Gesamtbauzeit von etwa zwei Jahren gesprochen werden; außer dieser im Verhältnis zu der zuerst geplanten vierjährigen Herstellungsdauer bei Bruchsteinmauerwerk erstaunlichen Zeitersparnis und der damit verbundenen Verringerung an Kosten nimmt diese Bauweise den weiteren Vorteil für sich in Anspruch, unabhängig zu sein von gelernten Maurern, die bei Errichtung der Mauer in Bruchsteinmauerwerk in großer Anzahl erforderlich, aber schwerlich zu haben gewesen wären. Die 65 m hohe Talsperre mit einer Kronenlänge von 400 m ist als Schwergewichtsmauer projektiert und erfordert eine gesamte Betonmenge von 290000 m^3, von denen bereits die Hälfte eingebaut ist, so daß das Werk zur Zeit bereits teilweise in Betrieb ist. Wie fast auf allen großen, sich weit ausdehnenden Baustellen sind auch hier die zur Bewältigung großer Massen erforderlichen Fördereinrichtungen von besonderer Bedeutung. Sie erfuhren daher auch seitens des Vortragenden eine eingehende Würdigung.

Die mit der Eisenbahn bis zum nächstliegenden Bahnhof Raumünzach antransportierten Bindemittelmengen werden unter Überwindung eines Höhenunterschiedes von 300 m mittels Schrägaufzug hochgezogen, um anschließend auf einer 2 km langen elektrischen Bahn das Talsperrengelände zu erreichen. Innerhalb dieser Strecke liegt der Steinbruch, der sich durch eine besonders starke, maschinelle Ausrüstung, große Brechanlagen, Reinigungsanlagen und Baggermaschinen auszeichnet; besondere Erwähnung fand die Sprengung mit flüssiger Luft, für deren Verwendung nicht nur ihre Wirkung, sondern auch ihre erschwerte und zwecklose Entwendung maßgebend war. Die Felsblöcke, die zu etwa 17,5 vH als Blocksteineinlage Verwendung finden, werden unmittelbar an die Kabelkräne herangefahren, von denen aus die Steine in die Mauer verlegt werden. Gleichzeitig dienen die 450 m weit gespannten Kabelkräne der Beförderung des Gußbetons. Wenn alle diese Vorgänge durch Filmvorführungen von Aufnahmen auf der Baustelle in ausgezeichneter Weise die Ausführungen des Vortragenden unterstützten, so trat diese Hilfe in besonders starkem Maße bei der Vorführung eines Trickfilms zutage, der den Aufbau und Betrieb der Brech- und Mahlanlage darstellte, in der sich gleichzeitig die Bindemittelsilos mit den erforderlichen Fördereinrichtungen für den An- und Abtransport der Bindemittel befinden; in diesem Gebäude sind alle Arbeitsprozesse in vertikalem Sinne vereinigt, die letzten Endes zur Herstellung des Gußbetons dienen. Am Ende des Vortrages stand die Beschreibung der Herstellung des Verblendmauerwerks im Zusammenhang mit den dazu zur Verfügung stehenden Turmdrehkränen, die auf einer besonderen, sich an die Mauer anlehnenden Gerüstbahn errichtet sind.

Mit Abschluß dieser bemerkenswerten Ausführungen wurde in den dritten Teil der Hauptversammlung eingetreten und mit den Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art begonnen. Als erster machte Herr Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Möller, Braunschweig, Mitteilungen über einen infolge unrichtiger Ausschalung einer Betonbogenbrücke veranlaßten Unfall. Zunächst wurde der Einsturz der Dreigelenkbogenbrücke im Zuge der Schleswiger Straße bei Flensburg besprochen, über den bereits im Jahre 1924 in verschiedenen Fachzeitschriften berichtet worden ist; der Vortragende wies nochmals auf den die inneren statischen Vorgänge bei der Ausschalung völlig verkennenden Ausrüstungsvorgang hin, der die nicht auf Biegung berechneten beiden Bogenscheiben je als Träger auf zwei Stützen wirken und einstürzen ließ, bevor überhaupt eine Gewölbewirkung eingetreten war. Ferner wurde der Unfall, der die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Kymen bei Koria in Finnland im Oktober 1923 betroffen hat, kurz besprochen. Aus dem Vergleich der Folgen beider Unfälle im Zusammenhang mit dem Umstand, daß die letztgenannte Eisenbetongewölbebrücke nicht eingestürzt ist und deren Erhaltung möglich war, suchte der Vortragende den Nachweis für die bedeutende Überlegenheit der Eisenbetonbauweise gegenüber einer Ausführung in Stampfbeton zu erbringen. In der sich anschließenden, lebhaften Diskussion bestritt zunächst Herr Professor Colberg, Hamburg, die Richtigkeit der vom Vortragenden zur Erklärung des Einsturzes der Dreigelenkbogenbrücke angeführten statischen Begründung, betrachtete vielmehr die beiden Bogenscheiben als einzelne eingespannte Gewölbe, so daß ein Verschulden durch die ausgeführte Ausrüstung nicht vorläge, der Einsturz sei seiner Ansicht nach durch eine mangelhafte Herstellung des Lehrgerüstes verursacht worden.

Von verschiedener Seite, im besonderen von Herrn Professor Dr.-Ing. Mörsch, Stuttgart, wurde nachdrücklichst noch einmal auf die Notwendigkeit der Ausrüstung vom Scheitelgelenk her betont, damit die Anspannung allmählich im Bogen erwachen kann; ein künstliches Festhalten des Scheitelgelenkes müsse aus gleichem Grunde unbedingt vermieden werden. Andererseits wird die vom Vortragenden entwickelte, unzulänglich begründete und auch nicht gemeinhin feststellbare Überlegenheit des Eisenbetons gegenüber dem Stampfbeton als unzutreffend abgelehnt und auf die bisher mit letzterem gemachten unzähligen guten Erfolge hingewiesen.

Herr Professor Löser, Dresden, gab anschließend einen Bericht über die wesentlichen Änderungen der vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton bearbeiteten neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen, die er einmal vom Standpunkt des Wissenschaftlers, dann des Praktikers und schließlich der Baupolizei beleuchtete. Die neuen Eisenbetonbestimmungen enthalten eine wesentliche Neuregelung in folgenden Punkten: Der Geltungsbereich der Bestimmungen ist schärfer als bisher abgegrenzt und umfaßt gleichzeitig fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonbauteile und Hohlsteindecken. Die erforderlichen Festigkeiten bei Anwendung hochwertiger Zemente und Baustahl 48 werden im Zusammenhang mit dem Verfahren der Betonprüfung neu festgelegt; gleichzeitig ändern sich unter Voraussetzung hochwertigen Zementes die einzelnen Schalungsfristen der verschiedenen Bauteile. Neu sind ferner die Vorschriften für die konstruktive Ausbildung des Stoßes gezogener Eisen, die Knickberechnung von Säulen, die Minderung der Feldmomente, wenn durchlaufende Platten Auflagerverstärkungen erhalten. Kreuzweise bewehrte Platten und Pilzdecken dürfen nach den Näherungsformeln und Vorschlägen von Dr. Marcus (Heft 20 und 21 des Bauingenieurs, Jahrg. 1924) berechnet werden. Die Bestimmung über die zulässige Druckplattenbreite bei Plattenbalken erfährt für die ein- und beiderseitige Platte ver-

schiedene Abänderungen. Und schließlich wird die Erhöhung der zulässigen Beanspruchung für Biegung von einer wissenschaftlich einwandfreien Berechnung und der Verwendung hochwertigen Zementes abhängig gemacht. Auch die Bestimmungen über die Berechnung und Verwendung von Steineisendecken treten verändert hinzu. Der Vortragende gab am Schluß seiner Ausführungen der Hoffnung Ausdruck, daß die neuen Bestimmungen einen Anreiz geben mögen zur Behandlung mehrgeschossiger Hochbauten als Stockwerkrahmen, zur ausgedehnteren Verwendung von kreuzweise bewehrten Platten sowie zur Verwendung hochwertiger Baustoffe.

Herr Prof. Rüth, Biebrich-Rhein, beschrieb ergänzend die in der Materialprüfungsanstalt Darmstadt vorgenommenen Versuche mit hochwertigen Zementen unter Verwendung von Normen- und Rheinsand und teilte kurz die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge und an Kontrollbalken erzielten hohen Festigkeitsergebnisse mit.

Der vorgeschrittenen Zeit wegen wurde zunächst Herr Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt, an das Rednerpult gebeten, der den zweiten Teil des Berichtes über den Betonstraßenbau im In- und Ausland behandelte und über seine Reiseeindrücke auf diesem Gebiete in den Vereinigten Staaten von Nordamerika sprach. Der Vortragende brachte eine Anzahl von in Amerika üblichen Querschnitten zur Darstellung, die sämtlich erhebliche Randverstärkungen aufwiesen. An Hand einer Reihe von Lichtbildern betonte der Vortragende namentlich die große Sorgfalt, welche die Amerikaner der Herstellung und der Nachbehandlung des Betons angedeihen lassen. Auch in der Wahl des Betons und dessen Herstellung tragen die Amerikaner der gewaltigen Verkehrsbeanspruchung Rechnung und scheuen keine Kosten, ein in jeder Hinsicht widerstandsfähiges Material zu verlegen.

Als „Schließender" erstattete Herr Dr.-Ing. Petry, Obercassel, seinen Bericht über den Betonstraßenbau in Deutschland und anderen europäischen Ländern, wobei er zunächst auf die geschichtliche Entwicklung des Betonstraßenbaues einging und die mit den einzelnen Straßenkonstruktionen seither gemachten Erfahrungen aufzählte. Den Abschluß des Rückblicks, soweit er sich auf deutsche Ausführungen bezog, bildete die Behandlung der vor vier Jahren erbauten einzigen deutschen Automobilstraße im Grunewald. In der Hauptsache machte der Vortragende bemerkenswerte Mitteilungen über eine Reise der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau im Oktober 1924 nach London. Aus den Ergebnissen dieser Reise darf entnommen werden, daß der Betonstraßenbau für Automobilstraßen in England neuerdings mit Erfolg angewendet wird, und daß man bestrebt ist, auch in der Innenstadt von London das teure Holzpflaster nach und nach durch Betonstraßen zu ersetzen, trotz des dort noch vorhandenen Pferdefuhrwerks. Im Anschluß an die Behandlung des englischen Betonstraßenbaues wurden die in England gültigen Vorschriften für den Bau von Betonstraßen besprochen; diese sind von den Ausführenden selbst aufgestellt und befassen sich mit allen wesentlichen Ausführungsfragen, vor allem auch mit denen der Fugenausbildung.

Zum Schluß gab der Vortragende seinem Bedauern Ausdruck über die in Deutschland zur Zeit noch vielseitig herrschende Zersplitterung der Kräfte, die sich in einem Mangel an einheitlicher Führung geltend machte, und weist mit Nachdruck auf die Bestrebungen der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau hin, die sich die Zusammenfassung aller dieser Kräfte zum Ziele gemacht hat.

Herr Dr.-Ing. e. h. Hüser schloß darauf die Hauptversammlung und gab namens des Vorstandes des Deutschen Beton-Vereins dem Dank und der Anerkennung in herzlichen Worten Ausdruck, die allen Vortragenden in hohem Maße für ihre hochinteressanten und ausnahmslos auf hoher Warte stehenden Ausführungen gebührte; er dankte nochmals den Mitgliedern und Gästen für ihr zahlreiches Erscheinen und endete mit dem Ausdrucke der besten Wünsche und Hoffnungen für das Wohlergehen des Deutschen Beton-Vereins im kommenden Geschäftsjahr.

Am Dienstagabend hatten sich im Kaiserhof die Mitglieder und Gäste des Deutschen Beton-Vereins mit ihren Damen an prachtvoll geschmückter Tafel zusammengefunden, um neben ernster Berufsarbeit Stunden frohen geselligen Beisammenseins zu verleben. Manches herzliche Wiedersehen konnte nach langer Zeit gefeiert werden, manch alte Beziehung wieder angeknüpft und neue erworben werden.

Und so werden allen Teilnehmern die nur zu rasch vergangenen drei Versammlungstage in jeder Hinsicht in bester Erinnerung stehen.

Erfüllt von den vielseitigen und hohen Eindrücken von dem wissenschaftlichen Streben, den lebendigen Kräften wiedererwachenden Wirtschaftslebens und nicht zuletzt von den bedeutenden Leistungen deutscher Ingenieure, die dem Ansehen des Vaterlandes in ernster Pflichterfüllung zu alter Höhe verhelfen, wird ein jeder all denen herzlichen Dank und Anerkennung wissen, die sich um das Zustandekommen und das gute Gelingen der Zusammenkunft zu ihrem Teile verdient gemacht haben.

Rgbmst. Ehnert.

SPANNUNGSMESSUNGEN AN TRÄGERLOSEN (PILZ-) DECKENKONSTRUKTIONEN*).

Von E. Probst, Karlsruhe und H. Butzer, Dortmund.

Die Konstruktion der trägerlosen Decken (Pilzdecken) ist bekanntlich nicht nur in Nordamerika, sondern auch bei uns der Berechnung vorangeeilt. Erst nachdem die Konstruktion sich bewährt hat, ist man daran gegangen, eine Theorie der Berechnungen zu schaffen. In dieser Richtung seien hier die Arbeiten von Lewe[1]) und Marcus[2]) erwähnt.

Es liegt indessen klar, daß eine theoretische Behandlung des Problems große Schwierigkeiten bietet. Die grundlegenden Annahmen sind kaum den tatsächlichen Verhältnissen entsprechend zu erfassen: Man denke an die unklaren Auflagerverhältnisse, die Einwirkung der Stützenkopfverbreiterung, ferner die Unsicherheiten, die in der Eigentümlichkeit des Baustoffes begründet sind, und die sich durch das verschiedene Zusammenwirken von Beton und Eisen bei verschiedenen Belastungen ergeben. Es lag daher nahe, an das Problem mit Hilfe der Versuchsforschung heranzutreten. In Amerika und in Holland sind in den letzten Jahren schon Probebelastungen von Pilzdecken mit Feinmessungen ausgeführt worden. Auf eine holländische Versuchsanordnung wird nachher kurz eingegangen.

Weiterhin sind Untersuchungen ins Auge zu fassen, die bis zum Bruch durchgeführt werden müßten, um die innerhalb der Gebrauchslasten an größeren Bauwerken angestellten Beobachtungen zu vervollständigen.

Der bei allen Untersuchungen einzuschlagende Weg kann nur zu einem Ziele führen, wenn man die Angriffsmomente — Querkräfte und Normalkräfte treten in ihrer Bedeutung gegen die Momente zurück — aus den Messungen direkt abzuleiten sucht. Die gefundenen Werte sollen zu Vergleichen mit den auf Grund verschiedener Theorien vorgeschlagenen Berechnungsverfahren dienen und Wege weisen zur Aufstellung von brauchbaren Näherungsmethoden für die statische Berechnung.

*) In der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 23. II. 25 hat Obering. Burkas im Einverständnis mit den Verfassern einen Auszug aus vorstehendem Bericht vorgetragen.

1) Lewe, Die strenge Lösung des Pilzdeckenproblems, Bauingenieur 1924.

2) Marcus, Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten, Verlag J. Springer, Berlin 1924.

Es werden also die Formänderungen, d. s. Längenänderungen, Verdrehungen und Durchbiegungen experimentell durch Messungen bestimmt, die bei der theoretischen Behandlung des Problems mittels der Elastizitätslehre gefunden werden.

Einen Beitrag zu dieser Aufgabe bilden die Untersuchungen an einem von der Firma H. Butzer an einer im Jahre 1922 in Rotterdam errichteten Pilzdeckenkonstruktion, über die in Heft 4, 1924 des „Bauingenieur" berichtet wurde.

Abb. 1a. Querschnitt durch das Lagerhaus.

Nach den vorbereitenden Besprechungen über die durchzuführenden Messungen sind die beiden Verfasser übereingekommen, die Untersuchungen so auszuführen, wie sie mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse möglich waren. Im Oktober 1924 wurden die Arbeiten ausgeführt, über die im folgenden berichtet werden soll[3]).

Der in Abb. 1a u. 1b dargestellte Bau war wie folgt belastet:

Der Kellerboden war zu ³/₄ seiner Grundrißfläche mit etwa 0,8 t/m², der Erdgeschoßboden ganz mit etwa 2 t/m², der Obergeschoßboden bis auf die für die Messung freigemachten Felder ebenfalls mit etwa 2 t/m² belastet. Der für die Messung freigemachte Deckenteil ist durch die beiden Diagonalen gekennzeichnet, die beiden Streifen, auf die die Belastung aufgebracht wurde, sind schraffiert.

[3]) An den Messungen und der Ausarbeitung der Beobachtungen hatte der Assistent des Lehrstuhls für Eisenbetonbau a. d. Techn. Hochschule Karlsruhe, Herr Dipl.-Ing. Mehmel hervorragenden Anteil. Es sei ihm an dieser Stelle der Dank ausgesprochen.

1. Belastung:

Als Belastungsmaterial wurde das im Lagerhaus in Säcken vorhandene Ammonsulfat verwendet. Das Gewicht wurde aus 3 Proben von je 30 Sack an 3 verschiedenen Tagen festgestellt und ergab

am 1. X. für 10 Sack im Mittel 1023,5 kg,

am 2. X. für 10 Sack im Mittel 1021,8 kg und

am 3. X. für 10 Sack im Mittel 1022,2 kg.

Das Mittel aus den 3 Reihen beträgt für 10 Sack 1022,5 kg, und sonach betrug die größte Abweichung vom Mittel + 0,22 vH, — 0,23 vH.

Das Belastungsmaterial war also in seinem Gewicht außerordentlich gleichmäßig. Es wurde darauf geachtet, daß durch kleine Zwischenräume eine gleichmäßige Verteilung der Belastung gesichert und nicht durch eine etwa auftretende Gewölbewirkung gestört wurde.

Die Abgrenzung der Belastungsflächen geht aus der Abb. 2a hervor. Über dem Gurt ist ein Streifen von etwa 1 m unbelastet geblieben, um dort Platz für Meßinstrumente zu lassen. Der

Einfluß dieser Belastungslücke ist indes besonders untersucht worden.

Die Last wurde schichtenweise aufgebracht. Die Stärke der Schichten wechselte von 2 zu 3 zu 5 zu 10 Sack und soll jeweils bei Besprechung der einzelnen Lastfälle angegeben werden. Eine Schicht entsprach einer Belastung von 0,226 t/m².

2. Messungen:

An den Punkten 1—6 (Abb. 2a) sind Längenänderungsmessungen vorgenommen worden. Die Meßrichtung ist durch einen Pfeil angedeutet. Eine Pfeilspitze entspricht einem Meßapparat. Die kleinen Buchstaben o und u geben an, daß die Meßstelle auf der Ober- bzw. der Unterseite der Decke

Im Laufe der Untersuchungen mußten die Okhuizen 10 und 30 entfernt werden, weil der Gurtstreifen mitbelastet wurde. Sie wurden an den Punkten 50 und 60 angebracht. Dies ist jedoch in der Zeichnung nicht vermerkt.

Die Befestigung der Apparate geht aus der Zeichnung hervor und soll daher nur kurz beschrieben werden.

Die Anbringung der Dehnungsmesser geschah in der Weise, daß die Apparate durch den Federdruck einer starken Stricknadel an die Decke angepreßt wurden. Die Stricknadeln fanden ihre Reaktionen in kleinen eisernen Spitzklammern, die in Holzdübel in der Decke eingeschlagen waren. Es war ursprünglich vorgesehen, die Schneiden des Apparates auf Kupferplättchen aufzulagern, die an der Decke festgegipst

Abb. 1b. Grundriß.

liegt. (Ist also z. B. an Punkt 3 oben und unten gemessen worden, so ist dies durch ein „o" und ein „u" gekennzeichnet, außerdem hat der Richtungspfeil 2 Spitzen.)

Als Meßinstrumente für die Längenänderungsmessungen an Deckenkonstruktionen kommen wegen praktischer Schwierigkeiten Spiegelapparate weniger in Betracht. In der holländischen Zeitschrift „De Ingenieur" 1922 S. 313ff. wird über Messungen an einer probebelasteten Pilzdecke eines Lagerhausbaues der Niederländischen Dampfschiffahrtsgesellschaft berichtet. Die Längenänderungen wurden dort mit einem Berryschen Apparat gemessen. Man verfuhr so, daß man vor der Belastung an den Meßpunkten Meßstrecken von bestimmter Länge l und nach der Belastung die Strecken $l + \Delta l$ abstach. Auf diese Weise konnte man mit einem Apparat an beliebig vielen Punkten Dehnungsmessungen vornehmen. Es liegt aber auf der Hand, daß die Meßfehler hierbei größer sein müssen, als wenn mit Apparaten gearbeitet wird, die auf dem betr. Bauwerksteil unverrückbar fest angebracht sind.

Bei den vorliegenden Untersuchungen wurde mit den Okhuizenschen Apparaten (Abb. 2e) gemessen, die sich schon bei früheren Gelegenheiten gut bewährt haben. Die Meßstrecke wurde mit 10 cm angenommen. Die Veränderung der Meßstrecke Δl wird durch Hebelübersetzungen auf eine Skala übertragen (siehe Abb. 2b).

waren. Dieses Verfahren bewährte sich jedoch nicht, und in der Folge wurden die Schneiden unmittelbar auf den Deckenbeton aufgelegt. Der Deckenbelag war in seiner Stärke ungleichmäßig — von 2 bis 5 cm —, außerdem lag er an verschiedenen Stellen auf der Decke hohl auf, was sich durch Beklopfen feststellen ließ. Die beiden Apparate auf der Oberseite Punkt 1 und 3 wurden deshalb auf dem Deckenbeton angebracht. (Abb. 2e zeigt die Befestigung eines „Okhuizen" an einem Balken.)

Da vielen Lesern der Okhuizen-Dehnungsmesser nicht bekannt sein wird, möge im folgenden kurz über vergleichende Messungen berichtet werden, die kürzlich an einem neuen Okhuizen-Apparat und an einem Martensschen Spiegelapparat in der Bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule zu Karlsruhe durchgeführt wurden. Die Prüfung hatte den Zweck, einmal das Übersetzungsmaß zu kontrollieren, das bei der Lieferung angegeben worden war, sodann festzustellen, innerhalb welcher Grenzen sich die Meßgenauigkeit bewegt. Es wurde hierbei angenommen, daß die Anzeigen des Martensschen Apparates fehlerfrei seien. Dies ist eine Annahme, die bei optischen Instrumenten im Vergleich zu mechanisch anzeigenden Meßinstrumenten mit genügender Genauigkeit gemacht werden kann.

Die Prüfung erfolgte mit einer Meßstrecke von 10 cm, also mit Einschalten eines Verlängerungsstückes. Als Probekörper wurde ein Stahlprisma verwendet. Der Okhuizen wurde mittels einer Klammer an den Probekörper angepreßt.

Bei Dehnungsmessungen an Deckenplatten läßt sich diese Klammer ohne Durchbohrung der Decke, also ohne empfindliche Beschädigung der Konstruktion, nicht anbringen. In diesem Fall haben wir bei den Messungen in Rotterdam mit der in Abb. 2 dargestellten und vorher beschriebenen Anbringungsweise gute Erfahrungen gemacht.

Als Kontrollapparat wurde ein Martensscher Apparat benutzt. Der Okhuizen und der Martens waren je mit einer Meßlänge von 10 cm untereinander angebracht, so daß ihre Meßstrecken in der gleichen Faser des Prismas lagen. Die Schneidenbreite betrug $r = 4{,}518$ mm, die Entfernung vom Spiegel zur Meßlatte $A = 1129{,}5$ mm, so daß die Vergrößerung $\lambda = \frac{2A}{r} = 500$ wurde. Die Schneidenbreite des Spiegelapparates war von uns kontrolliert und als richtig befunden worden.

Der Druck der Probekörper wurde jeweils so bemessen, daß der Spiegelapparat von 2 zu 2 mm auf dem Meßlineal anzeigte. Ein Intervall von 2 mm auf der Martensschen Meßskala entspricht bei der oben angegebenen Vergrößerung von $\lambda = 500$ einem $\Delta l = {}^4/_{1000}$ mm. Gleichzeitig wurden die entsprechenden Anzeigen des Okhuizen-Apparates registriert.

Eine Serie von 5 Messungen sah also z. B. folgendermaßen aus:

Anzeigen des Martens-Apparates.

	Anzeige	
10 mm	8,00	2 mm Anzeige = $^4/_{1000}$ mm Längenänderung der Meßstrecke von 10 cm
	8,20	
	8,40	
	8,60	
	8,80	
	9,00	

Anzeigen des Okhuizen-Apparates.

Anzeige	Differenz
2,2	
6,5	4,3 Teilstriche
10,8	4,3 „
15,8	5,0 „
20,4	4,6 „
25,2	4,8 „

Es ergab sich als Mittelwert von 25 Messungen als Übersetzungszahl:

$$1 \text{ Teilstrich} = \frac{50}{500 \cdot 116} = \frac{1}{1150} \text{ mm} = 0{,}870 \cdot 10^{-3} \text{ mm.}$$

Abb. 2a. Anordnung der Meßstellen und der Belastung.

Abb. 2b. Befestigung des Okhuizenschen Apparates.

Abb. 2c. Libellen an der Säule.

Abb. 2d. Durchbiegungsmesser.

Abb. 2e. Okhuizen an einem Balken.

Die größte Abweichung eines einzelnen Meßwertes von dem Mittelwert ergab den größten Meßfehler. Er wurde zu $\pm$ 0,8 Teilstrichen bestimmt.

Bei den Versuchen in Rotterdam war aus den Messungen eine Genauigkeit von $\pm$ 0,5' herausgelesen worden. Dieses Ergebnis stimmt mit dem vorliegenden gut überein, wenn man bedenkt, daß bei dem Laboratoriumsversuch die Möglichkeit einer scharfen Kontrolle durch den Spiegelapparat vorlag.

Legen wir einmal für Messungen an Beton einen E-Modul von 200 000 kg/cm² zugrunde, so bedeutet 1' bei einer Meßlänge von 10 cm für ein Übersetzungsverhältnis $\mu = 0{,}862 \cdot 10^{-3}$ eine Spannung von 1,724 kg/cm². Die Genauigkeit der Spannungsermittlung würde also für E = 200 000 kg/cm² und für diesen Apparat $\pm$ 1,38 kg/cm² sein.

An den Punkten 1—11 (Abb. 2) werden Durchbiegungsmessungen vorgenommen.

Die Durchbiegungen werden mittels der Kienzleschen Meßuhren (s. Abb. 2 u. 3) gemessen, die eine direkte Ablesung auf $^1/_{100}$ mm und eine ziemlich zuverlässige Schätzung auf $^1/_{1000}$ mm gestatten. Da die Durchbiegungen sehr kleine Werte sind, ist es von großer Wichtigkeit, unbedingt sichere Fixpunkte zu schaffen. Geringe, für das Auge kaum wahrnehmbare Verschiebungen der Fixpunkte können leicht Meßfehler von 100 vH und mehr hervorrufen.

Abb. 3a. Gesamtanordnung der Versuchseinrichtung.

Die Fixpunkte für die Durchbiegungsmesser wurden durch eine Holzträgerkonstruktion geschaffen, die aus Abb. 3a ersichtlich ist. An die Träger wurden Winkel 5 × 5 genagelt, die oben mit einem Schlitz versehen waren. Dieser ermöglichte die Feineinstellung der Meßuhr. Ihre Befestigung erfolgte durch Schraube und Mutter. (Vgl. 2 und Einzelheiten in Abb. 3a—c.)

Die Verdrehungen werden sowohl unmittelbar wie mittelbar gemessen, und zwar unmittelbar durch Libellen, mittelbar durch Konstruktion der Biegefläche aus den Durchbiegungen.

Der Wert der Verdrehungs- und Durchbiegungsmessungen als Mittel, auf die inneren Kräfte rückzuschließen, ist nur beschränkt. Der Zusammenhang zwischen den Momenten und Krümmungen ist durch die Gleichungen

$$M_x = \frac{m^2 E J}{m^2 - 1}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{m}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)$$

$$M_y = \frac{m^2 E J}{m^2 - 1}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{m}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)$$

gegeben. Ihrer Auswertung steht aber entgegen, daß sowohl m wie E J bei Eisenbeton nicht scharf bestimmbar sind. Die Durchbiegungsmessungen sollten daher nur als Kontrollmessungen dienen. Sie bieten beispielsweise ein gutes Mittel, das erste Auftreten von Rissen zu erkennen und den Grad der Einspannung an den Stützen zu kontrollieren.

Der Hauptwert ist auf Längenänderungsmessungen zu legen. Diese liefern mit Hilfe von Elastizitätsmessungen Spannungswerte. Von den Randspannungen läßt sich dann auf das Angriffsmoment schließen. Die Genauigkeit ist neben der Meßgenauigkeit wesentlich bedingt durch gute Elastizitätsmessungen. Das setzt Probekörper voraus, die die gleichen Materialeigenschaften haben wie der Beton des untersuchten Bauwerks, d. h. die Zusammensetzung des Betons, die Lagerungsbedingungen, das Alter usw. müssen übereinstimmen. Zu diesem Zwecke wurden zwei Prismen aus der Decke herausgestemmt, die zu den nachher mitgeteilten Elastizitätsmessungen dienten.

Die Auswertungen der Messungen.

a) Längenänderungen, Spannungen, Momente.

In der Tabelle 1 sind die Längenänderungen in der Weise zusammengestellt, daß die einer bestimmten Belastungsänderung entsprechende Längenänderung in der betreffenden Spalte eingetragen ist. Beispielsweise geben die Zahlen in der Reihe „G" die Längenänderungen an, die durch Hinzutreten der Belastung des Feldes Ib (siehe Abb. 1a) gegenüber dem vorangehenden Zustand „F" mit 1,13 t/m² hervorgerufen wurden. Durch Superposition läßt sich die Längenänderung für jeden Lastfall zusammenstellen. Hierzu ist zu bemerken, daß die federnden Längenänderungen der Spannungsermittlung zugrunde gelegt werden. Es wäre also nötig gewesen, bei der Probebelastung jeden Lastfall gesondert für sich zu betrachten, d. h. jeweils für einen Lastfall gesondert zu belasten und wieder zu entlasten. Das war aus praktischen Gründen nicht durchführbar. Die Versuche hätten sich zeitlich zu sehr ausgedehnt und wären zu kostspielig geworden. Zudem zeigte es sich bei der Versuchsdurchführung, daß die den gemessenen Längenänderungen entsprechenden Spannungen in der Druckzone so niedrig waren, daß die bleibenden Änderungen als sehr gering angenommen werden konnten. Es wurde also darauf verzichtet, bei allen Belastungsfällen durch Entlasten die federnden Formänderungen festzustellen, und die totalen Formänderungen wurden zur Spannungsermittlung benutzt. Wie die Zusammenstellung zeigt, war dies zweifellos berechtigt. Falls bleibende Längenänderungen eingetreten sein sollten — was als sicher anzunehmen ist —, so liegen sie der Größenordnung nach innerhalb der Meßgenauigkeit.

Es sei dies an Hand der Tabelle 1 erörtert. Es liegen 2 Belastungsfälle vor, für die sowohl die totalen als auch die federnden Längenänderungen festgestellt wurden, und zwar Lastfall $\sum$ A ÷ B und Lastfall $\sum$ CJ und $\sum$ JO. In beiden Fällen zeigt sich, daß die bleibenden Längenänderungen sowohl nach der positiven wie nach der negativen Seite ausschlagen, und zwar mit dem Höchstmaß von etwa $\pm$ 0,5 Teilstrichen (vergleiche Tabelle 2, letzte Spalte, Punkt 4u und 6u), also etwa (je nach dem Übersetzungsverhältnis des betreffenden Apparates) $\pm 0{,}5 \cdot 10^{-4}$ cm, was bei einer Meßlänge von

Tabelle 1.

Messungsergebnisse für die Längenänderungen (Ablesung in Teilstrichen am „Okhuizen").

Belastungsfälle: 1,13 t/m²	2,26 t/m²	A	B	C	D	E	F	G	H	I	K	L	M	N	O
Punkt 1 oben	μ = 0,85	+ 0,5	− 0,2	− 0,3	—	1,2	0,8	1,4	1,4	—	− 0,3	—	—	—	—
„ 1 unten	μ = 0,95	—	—	—	—	− 1,2	− 0,9	− 1,2	− 1,3	− 1,2	—	—	+ 2,1	+ 1,3	+ 2,4
„ 2 unten	μ = 0,94	+ 0,4	− 0,4	—	+ 0,5	+ 0,5	+ 0,5	+ 0,6	+ 0,6	+ 0,5	—	—	− 1,4	− 0,3	− 0,8
„ 3 oben	μ = 0,866	− 0,1	+ 0,2	− 0,2	—	− 3,0	− 2,5	− 2,5	− 3,1	—	—	—	—	—	—
„ 3 unten	μ = 1,125	+ 0,7	− 0,5	—	+ 0,4	+ 1,9	+ 2,1	+ 2,5	+ 2,0	+ 3,1	—	—	− 4,5	− 2,7	− 5,1
„ 3 q	μ = 1,0	—	—	− 0,1	—	− 0,9	− 0,8	− 0,7	− 1,0	+ 0,3	—	—	+ 1,3	− 0,3	+ 2,0
„ 4 unten	μ = 0,9	+ 0,1	− 0,4	+ 0,2	—	+ 0,2	+ 0,3	+ 2,7	+ 3,1	+ 0,5	—	—	− 0,6	− 0,9	− 6,0
„ 5 unten	= 0,895	− 0,2	+ 0,1	—	− 0,3	—	− 0,2	− 0,3	− 0,2	− 0,3	—	—	+ 0,2	+ 0,2	+ 0,6
„ 5 oben	= 0,866	—	—	—	—	—	—	—	—	+ 0,4	—	—	− 0,4	− 0,2	− 0,3
„ 6 unten	= 0,935	− 0,6	+ 0,5	− 0,8	− 0,4	− 0,3	− 0,4	− 0,5	− 0,4	− 0,4	+ 0,4	+ 0,5	+ 0,6	+ 0,3	+ 0,5
„ 6 oben	= 0,85	—	—	—	—	—	—	—	—	+ 0,3	—	—	− 1,0	− 0,5	− 0,5

Tabelle 2.

Differenzen entsprechender Belastungszustände.

	$\sum\overline{C \div D} - \sum\overline{K \div L}$	$\sum\overline{E \div F} - N$	$\sum\overline{G \div H} - O$	Gurt belastet / Gurt entlastet J − N	Beide Streifen belastet / Beide Streifen entlastet $\sum\overline{A \div J} - \sum\overline{K \div O}$
Punkt 1 oben	− 0,3 − 0,3 = − 0,6	—	—	—	—
„ 1 unten	—	− 2,1 + 2,1 = 0	− 2,5 + 2,4 = − 0,1	− 1,2 + 1,3 = + 0,1	− 5,8 + 5,8 = 0
„ 2 unten	+ 0,5 − 0 = + 0,5	+ 1,0 − 1,4 = − 0,4	+ 1,2 − 0,8 = + 0,4	+ 0,5 − 0,3 = + 0,2	+ 3,2 − 2,5 = + 0,7
„ 3 oben	− 0,2 − 0 = − 0,2	− 5,5	—	—	—
„ 3 unten	+ 0,4 − 0 = + 0,4	+ 4,0 − 4,5 = − 0,5	+ 4 5 − 5,1 = − 0,6	+ 3,1 − 2,7 = + 0,4	+ 12,2 − 12,3 = − 0,1
„ 3 q	− 0,1 − 0 = − 0,1	− 1,7 + 1,3 = − 0,4	− 1,7 + 2,0 = + 0,3	+ 0,3 − 0,3 = 0	− 3,2 + 3,0 = − 0,2
„ 4 unten	+ 0,2 − 0 = + 0,2	+ 0,5 − 0,6 = − 0,1	+ 5,8 − 6,0 = − 0,2	+ 0,5 − 0,9 = − 0,4	+ 6,7 − 7,5 = − 0,8
„ 5 oben	—	—	—	+ 0,4 − 0,2 = + 0,2	—
„ 5 unten	− 0,3 + 0 = − 0,3	− 0,2 − 0 = − 0,2	− 0,5 + 0,6 = + 0,1	− 0,3 + 0,2 = − 0,1	− 1,4 + 0,8 = − 0,6
„ 6	—	—	—	+ 0,3 − 0,5 = − 0,2	—
„ 6 unten	− 1,2 + 0,9 = − 0,3	− 0,7 + 0,6 = − 0,1	− 0,9 + 0,5 = − 0,4	− 0,4 + 0,3 = − 0,1	− 3,3 + 2,3 = − 1,0

$l = 10$ cm einem $\Delta\,\varepsilon = \pm\,0{,}5 \cdot 10^{-5}$ gleichkommt. Wie sich dieser Fehler prozentual auswirkt, zeigt folgende Zusammenstellung, die sich auf Grund der später noch näher erläuterten

Abb. 3b. Punkt 3 unten.

Auswertung an den einzelnen Meßstellen für die Änderung der Momente ergibt:

Punkt 1: für M_p^{min} und M_g $= \pm\ 7{,}4$ vH $= \pm\,0{,}35$ mt
„ 2: „ M_p^{max} . . . . . $= \pm\,17{,}6$ „ $= \pm\,0{,}14$ „
„ 3: „ M_p^{max} . . . . $= \pm\ 4{,}05$ „ $= \pm\,0{,}165$ „
M_p^{min} . . . . $= \pm\,15{,}9$ „ $= \pm\,0{,}156$ „
„ 4: „ M_p^{max} . . . . $= \pm\ 7{,}03$ „ $= \pm\,0{,}133$ „

Für die Errechnung der Spannungen und Angriffsmomente sind dann jeweils die Mittelwerte entsprechender Belastungs-

Abb. 3c. Punkt 1 unten, Libellen an der Säule.

zustände eingesetzt worden. Es wird dies im einzelnen jeweils unten näher ausgeführt werden.

Zur Bestimmung des E-Moduls wurde aus der Decke ein Betonklotz ausgestemmt, der 2 Prismen von etwa $5{,}5 \cdot 6{,}5$ cm² Querschnittsfläche und 15 cm Höhe lieferte. Das Ergebnis der Elastizitätsmessungen ist in Abb. 4a und Tabelle 3 zusammengestellt. Es wurde danach mit einem mittleren E_{bd}-Modul von 240 000 kg/cm² gerechnet. Der E-Modul des Eisen wurde zu $2{,}1 \cdot 10^7$ kg/cm² angenommen.

Tabelle 3.

Spannung in kg/cm²	Prisma I doppelte Längenänderung			Prisma II doppelte Längenänderung			Mittel der federnden Längenänderungen	E-Modul
	totale	bleibende	federnde	totale	bleibende	federnde		
20,5	1,06	0,10	0,96	0,80	0,12	0,68	0,41	250 000
34	1,85	0,22	1,63	1,32	0,20	1,12	0,69	246 000
48	2,74	0,40	2,34	1,86	0,24	1,62	0,99	242 000
60	3,72	0,57	3,15	2,37	0,29	2,08	1,31	229 000
70	4,67	0,86	3,81	2,97	0,36	2,61	1,61	217 000
75	5,32	1,11	4,21	3,62	0,50	3,12	1,84	204 000

σ 100 50 Prisma II Prisma I Prisma II Prisma I 1cm = 0,2·10⁻⁴

x gemessene Werte; o gemittelte Werte; ——— totale Längenänderung; ‐ ‐ ‐ bleibende Längenänderung; ━━━ Mittelwertskurve der federnden Längenänderungen.

Abb. 4a. Druckelastizitätsmessungen.

Wie bereits bemerkt, war die Stärke der Putzschicht un-regelmäßig, ihr Zusammenhang mit dem Deckenbeton an man-chen Stellen ungenügend, so daß eine genaue Angabe unmöglic ist, in welcher Stärke der Putz an der Kraftübertragung b-teiligt ist. Aus der unten durchgeführten Rechnung geht hervo wie die Putzschicht bei der Auswertung der Messungen berüc-sichtigt wurde.

An einer besonders charakteristischen Meßstelle – Punkt 3 – soll in folgendem gezeigt werden, in welcher Wei die Messungsergebnisse ausgewertet wurden.

Wie aus Tabelle 1, Spalte A, B, C u. D ersichtlich, liegt d Einfluß des belasteten dritten Feldes auf die Längenänderunge an Punkt 3 innerhalb der Meßgenauigkeit, so daß eine Au-wertung nicht möglich ist.

Die federnde Längenänderung der unteren Faser für d Belastung des Streifens I mit 2,26 t/m² betrug ($\sum M : C$ 12,3 Teilstriche, die totale für Belastung von I + III m 2,26 t/m² 12,2 Teilstriche ($\sum A \div J$). Es hätte genügt, fü $\Delta\, l_u$ die Lastfälle $\sum C \div J$ heranzuziehen. Um jedoch eine möglichst zutreffenden Mittelwert zu erhalten, ist der Lastfa $\sum A \div B$ noch einbezogen worden. Es geht auch aus diese Werten die Tatsache hervor, daß der Einfluß des Feldes II auf die Momente des Gurtstreifens von Feld I zu vernach-lässigen ist. Es ergibt sich sonach die Längenänderung:

$$\Delta\, l_u = \frac{\sum A \div J - \sum M \div O}{2}\ \mu \cdot 10^{-4}\ \text{cm}$$

$$\Delta\, l_u = \frac{12{,}2 + 12{,}3}{2} \cdot 1{,}125 \cdot 10^{-4} = 13{,}8 \cdot 10^{-4}\ \text{cm}$$

Hier ist $\Delta\, l_u$ die Längenänderung der unteren Faser fü die Meßlänge $l = 10$ cm. Man erhält $\Delta\, l_u$ durch Multiplikatio

les Tabellenwertes mit dem dem betreffenden Okhuizen-Apparat zugeordneten μ-Wert, der auch in Tabelle 1 angegeben st, also hier $\mu = 1{,}125$.

Mithin wird die Längenänderung auf die Längeneinheit ε_u n der Unterseite von Meßstelle 3:

$$\varepsilon_u = 13{,}8 \cdot 10^{-5}.$$

Der entsprechende Wert ε_o an der Oberseite konnte nicht unmittelbar aus den Messungen entnommen werden, da der Einfluß der Gurtbelastung nicht unmittelbar gemessen werden konnte. Es wurde also zunächst die Nullinie aus den folgenden Belastungsfällen und den entsprechenden Längenänderungen ermittelt:

$$\text{für } \Delta l_o = \sum A \div H = 11{,}2 \cdot 10^{-4} \cdot \mu = 11{,}2 \cdot 0{,}866 \cdot 10^{-4} \text{ cm},$$

$$\text{,, } \Delta l_u = (\sum A \div H - M - O) \frac{1}{2} = (-9{,}1 + 9{,}6) \frac{1}{2}$$

$$= 9{,}35 \cdot 1{,}125 \cdot 10^{-4} \text{ cm}.$$

Es ergab sich unter Annahme ebenbleibender Querschnitte die Nullinie zu

$$\frac{11{,}2 \cdot 0{,}866}{9{,}35 \cdot 1{,}125} = \frac{x}{26 - x}; \quad x = 12{,}5 \text{ cm}$$

Nachdem die Nullinie gefunden ist, kann nunmehr unter der gleichen Annahme ebenbleibender Querschnitte das der Gurtbelastung entsprechende Δl_o, das ja (vgl. oben) nicht unmittelbar gemessen werden konnte, gefunden werden: $G \Delta l_u$ (durch Gurtbelastung)

$$= \mu \frac{J - N}{2} = \frac{3{,}1 + 2{,}7}{2} \cdot 10^{-4} = 2{,}9 \cdot 1{,}125 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

Durch die Gurtbelastung wird also:

$$G \Delta l_o = 2{,}9 \cdot 1{,}125 \cdot \frac{12{,}5}{13{,}5} = 3{,}02 \cdot 10^{-4} \simeq 3 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

$$\Delta l_o = 9{,}8 + 3{,}0 = 12{,}8 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

$$\Delta l_u = 13{,}8 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

Abb. 4b.

Abb. 4c.

Weiterhin wurde jetzt die Annahme linearen Spannungsverlaufes über den Querschnitt gemacht, d. h. E = konstant und unabhängig von der Spannung. Für E_{bd} wird diese Voraussetzung ziemlich der Wirklichkeit entsprechen, da die vorkommenden Druckspannungen 25 vH der Druckfestigkeit nicht überschreiten und in diesem Bereich, wie auch die Elastizitätsmessungen zeigten, lineare Proportion zwischen Spannungen und Dehnungen mit hinreichender Genauigkeit angenommen werden kann.

Da weder die genaue Stärke der in der Platte mitwirkenden Putzschicht noch E_{bz} bekannt waren, wurde so vorgegangen, daß die Putzschicht zu 1, 2 und 3 cm angenommen, dann die Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$ angesetzt wurde, wobei als einzige Unbekannte E_{bz} vorkam. (Die Bedingung $\sum H = 0$ wurde unter der Annahme angesetzt, daß nur Biegungs- und keine Normalspannungen den Querschnitt beanspruchten.) Es ergab sich dabei für eine mitwirkende Putzschicht

von 3 cm ein E_{bz} von 270 000 kg/cm²
,, 2 ,, ,, ,, ,, 235 000 ,,
,, 1 ,, ,, ,, ,, 195 000 ,,

Mit letzterem Wert, dem wahrscheinlichsten nach unseren bisherigen Kenntnissen über die Beziehungen von $E_{bz} : E_{bd}$, wurde gerechnet. ε_o wird somit zu

$$12{,}8 \cdot \frac{13{,}5}{12{,}5} \cdot 10^{-5} = 13{,}8 \cdot 10^{-5} \text{ cm}.$$

$\sum H = 0$ (nur unter Berücksichtigung von Biegungsspannungen) ergibt:

$$b\, \varepsilon_o \frac{x}{2} E_{bd} + \varepsilon_o \frac{x - a'}{x} F_e' E_e = b\, \varepsilon_u \frac{h - x}{2} E_{bz} + \varepsilon_u \frac{h - x - a}{h - x} F_e E_e$$

Die nachfolgende Berechnung ist zunächst für $m = \infty$ durchgeführt, so daß die gemessenen Längenänderungen unmittelbar den Spannungen entsprechen.

Für $b = 100$ cm; $\varepsilon_o = \varepsilon_u = 13{,}8 \cdot 10^{-5}$; $E_e = 2\,100\,000$ kg/cm²; $E_{bd} = 240\,000$ kg/cm²; $h = 27$ cm; $x = h - x = 13{,}5$ cm; $a = a' = 3$ cm; $F_e' = 0$; $F_e = 19{,}4$ cm² erhält man:

$$100 \cdot \frac{13{,}8 \cdot 13{,}5}{2} \cdot 2{,}4 = 100 \cdot \frac{13{,}8 \cdot 13{,}5}{2} \cdot \frac{E_{bz}}{10^5} + 19{,}4 \cdot 10{,}7 \cdot 10^{-5} \cdot 2{,}1 \cdot 10^7$$

Daraus

$$E_{bz} = 192\,000 \text{ kg/cm}^2$$

damit sind die den Querschnitt beanspruchenden Kräfte festgelegt:

$$Z = D = 22\,300 \text{ kg}$$

Der innere Hebelarm bestimmt sich zu

$$h_{zd} = 18{,}3 \text{ cm}$$

und damit wird das Moment der inneren Kräfte unter der Einwirkung der Nutzlast:

$$M_p = 22{,}3 \cdot 0{,}183 = 4{,}08 \text{ mt}$$

Aus der Gleichung: $M_p = \frac{p\, l^2}{\alpha_p}$ erhält man, wenn $l = 6{,}08$ m und $p = 2{,}26$ t/m² eingesetzt werden:

$$\alpha_p = \frac{2{,}26 \cdot 6{,}08^2}{4{,}08} = 20{,}5$$

Ermittlung des Moments durch Eigengewicht.

Der Einfluß des dritten Feldes kann, wie vorher gezeigt wurde, vernachlässigt werden, der der beiden Nachbarfelder läßt sich durch lineare Interpolation der Meßresultate aus Nutzlast finden: Da nämlich der Einfluß der Streifen I und III

Abb. 5 a.

auf Punkt 6 in Streifen II gleich dem Einfluß der Streifen 0 und II auf Punkt 3 in Streifen I sein muß, wir aber das Moment in Punkt 6 aus Nutzlast $p = 2{,}26$ t/m² auf Streifen I und III kennen, so besteht die Gleichung für den Momentenanteil in Punkt 3 aus Eigengewicht in Feld 0 und II (für $g = 0{,}625$ t/m²):

$${}_gM_{3\,(0 + II)} = {}_pM_{6\,(I + III)} \cdot \frac{0{,}625}{2{,}26};$$

Ähnlich ist die Gleichung für die Längenänderung an Deckenunterseite von Punkt 3 durch Eigengewicht in Feld o + II:

$${}_g\Delta l_{u_3(0+II)} = {}_p\Delta l_{u_6(I+III)} \cdot \frac{0{,}625}{2{,}26}$$

$${}_p\Delta l_{u_6(I+III)} = \left[J - N + \left(\sum A \div H - \sum K \div M + O\right) \cdot \frac{1}{2}\right] \mu$$

$$= \left(0{,}7 + \frac{4{,}90}{2}\right) \cdot 0{,}935 = 2{,}95 \cdot 10^{-4}\ \mathrm{cm}$$

$${}_g\Delta l_{u_3(0+II)} = 2{,}95 \cdot \frac{0{,}625}{2{,}26} \cdot 10^{-4} = 0{,}816 \cdot 10^{-4} \backsim 0{,}82 \cdot 10^{-4}$$

$${}_g\Delta l_{u_3(I)} = 13{,}8 \cdot \frac{0{,}625}{2{,}26} \cdot 10^{-4} = 3{,}82 \cdot 10^{-4}$$

$${}_g\Delta l_{u_3(0,I,II)} = (3{,}82 - 0{,}82) \cdot 10^{-4} = 3{,}00 \cdot 10^{-4}$$

Einem $\Delta l_u = 13{,}8 \cdot 10^{-4}$ cm entsprach (siehe oben) ein Moment von 4,08 mt, also gilt die Gleichung für M_g:

$$M_g = \frac{3{,}00}{13{,}8} \cdot 4{,}08 = 0{,}886\ \mathrm{mt}$$

$$\alpha_g = \frac{0{,}625 \cdot 6{,}08^2}{0{,}886} = 26{,}2$$

Da $g = 0{,}22\ q$

und $p = 0{,}78\ q$

ist, so ergibt sich für α_q folgende Beziehung:

$$\frac{1}{\alpha_q} = \frac{0{,}22}{26{,}2} + \frac{0{,}78}{20{,}5} = 0{,}0084 + 0{,}038 = 0{,}0464$$

$$\alpha_q = 21{,}5.$$

Punkt 1:

Die ungünstigste Laststellung für das Moment an Punkt 1 ist Streifenbelastung der Streifen o und I. Durch Superposition der Meßresultate der Punkte 1 und 5 infolge Belastung von Streifen I wird das Größtmoment (M_{min}) an Punkt 1 erhalten:

$${}_u\Delta l_{1(0+I)} = {}_u\Delta l_{1(I)} + {}_u\Delta l_{5(I)} = \left[\left(\sum E \div J\right)\mu - \left(\sum M \div O\right)\mu\right]\frac{1}{2}$$

$${}_u\Delta l_{1(0+I)} = (5{,}8 \cdot 0{,}95 + 1{,}0 \cdot 0{,}895) = 6{,}4 \cdot 10^{-4}\ \mathrm{cm}$$

Die Nullinie findet sich unter den gleichen Annahmen wie oben aus den Belastungsfällen E-H, da nach H der obere Okhuizen an Punkt 1 wegen der Gurtbelastung abgenommen werden mußte, also zu:

$$\frac{4{,}5 \cdot 0{,}95}{4{,}8 \cdot 0{,}85} = \frac{x}{42 - x};\quad x = 21{,}6\ \mathrm{cm}$$

Der Einfluß der Gurtbelastung auf die Längenänderung der oberen Faser wird analog wie unter Punkt 3 ermittelt. Es ergibt sich:

$$\Delta l_0 = 10^{-5} \cdot 6{,}4 \cdot \frac{20{,}4}{21{,}6} = 6{,}1 \cdot 10^{-5}\ \mathrm{cm}$$

Wir haben hier wieder eine mitwirkende Putzschicht von 1 cm angenommen ($h = 41 + 1 = 42$ cm). Es muß hier wieder wie oben das E_{bz} gesucht werden, das in Auswertung der gemessenen Längenänderungen die Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$ befriedigt. Setzt man in die allgemeine Gleichung auf Seite 209 die Zahlenwerte ein, so erhält man:

$$21 \cdot 6{,}1 \cdot \frac{16{,}4}{20{,}4} \cdot 26{,}13 + 100 \cdot \frac{6{,}1 \cdot 20{,}4}{2} \cdot E_{bz} \cdot 10^{-5} = 100 \cdot \frac{6{,}4 \cdot 21{,}6}{2} \cdot 2{,}4$$

Daraus $E_{bz} = 224\,000\ \mathrm{kg/cm^2}$

Auch hier führt die Annahme eines 1 cm starken Putz zu einem E_{bz}, dessen Größe sich mit unsern bisherigen B obachtungen sehr wohl in Einklang bringen läßt. E_{bz} ist etwa größer als bei Punkt 3. Das erscheint auch durchaus wah scheinlich, da die bei Punkt 1 auftretenden Spannungen g ringer sind.

Weiterhin bestimmt sich $D = Z = 16\,600$ kg und $h_{ZD} =$ 28,5 cm.

Bei homogenem Querschnitt würde $h_{ZD} = \frac{2}{3}\, 42 =$ sein, der Querschnitt kann also beinahe als homogen betracht werden. Das stimmt mit der Beobachtung überein, daß Ris noch nicht vorhanden waren (das Gleiche gilt für Punkt wo für $h_{ZD} = 18{,}3$ gegen 18 cm ermittelt wurde).

$$M_p = 16{,}6 . 0{,}285 = 4{,}73\ \mathrm{mt}$$

$$\alpha_p = 17{,}8$$

Der Einfluß der Last auf Streifen II auf die Länge änderungen des Punktes 1 sind gleich dem der Last a Streifen III auf den Punkt 5. Diese sind sehr gering und lieg innerhalb der Genauigkeitsgrenzen. Es kann also mit gut Annäherung $\alpha_g = \alpha_p = \alpha_q$ gesetzt werden.

Punkt 4:

Bei Punkt 4 war nur an der Unterseite gemessen worde Man muß deshalb bezüglich der Lage der Nullinie weiterh Annahmen machen, und zwar wurde angenommen, daß sie die gleiche Lage hat wie bei Punkt 3. Diese Annahme hat einen hohen Grad von Wahrscheinlichkeit, weil oben nachgewiesen wurde, daß sich der Querschnitt bei Punkt 3 wie ein homogener verhalten hat; dies ist um so eher dann auch bei Punkt 4 der Fall, da hier die Beanspruchungen noch geringer sind. Als ungünstigste Belastung wurde der Lastfall $\sum A \div J$ betrachtet. (Die Lastfälle A und B wurden wieder einbezogen, um den Einfluß der Meßungenauigkeit zu verringern

$\varepsilon_o = 6{,}4 \cdot 10^{-}$
13,5 cm
13,5 cm
$\varepsilon_u = 6{,}4 \cdot 10^{-5}$

Abb. 5b.

$$\Delta l_u = \left(\sum A \div J - \sum M \div O\right) \cdot \frac{1}{2}\ \mu$$

$$\Delta l_u = \frac{6{,}7 + 7{,}5}{2} \cdot 0{,}9 \cdot 10^{-4}\ \mathrm{cm} = 6{,}4 \cdot 10^{-4}\ \mathrm{cm};\quad F_e = 14{,}07\ \mathrm{cm^2}$$

$$x = 13{,}5;\ \Delta l_o = 6{,}4 \cdot 10^{-4}\ \mathrm{cm};\ \text{(Stärke des Putzes 1 cm)}$$

Es ergibt sich unter diesen Annahmen:

$$E_{bz} = 205\,000,$$

also in guter Übereinstimmung mit den Spannungen zwisch den E_{bz} für Punkt 3 und Punkt 1.

Es bestimmte sich weiterhin:

$D = Z = 10{,}4$ t; $h_{ZD} = 18{,}3$ cm; $M_p = 1{,}9$ mt $\alpha_g = 44{,}0$

Für die Bestimmung von α_g stehen leider keine Messung zur Verfügung. Es wäre nötig gewesen, um mindestens Kontinuität über 3 Felder zu berücksichtigen, im Streifen oder Streifen o in Feldmitte zu messen. Dann hätte m analoge Überlegungen anstellen können wie für M_g in Punkt Das verbot sich aber aus Mangel an Meßinstrumente Zweifellos wird die entlastende Wirkung der Nachbarfeld auf Punkt 4 größer sein als auf Punkt 3 und damit

$$\left[\frac{\alpha g}{\alpha p}\right]_4 > \left[\frac{\alpha g}{\alpha p}\right]_3$$

Da die Momente in Feldmitte im Vergleich mit den Me stellen 1 und 3 an Bedeutung zurücktreten, ist der Mangel der Berücksichtigung des Eigengewichtseinflusses nicht v Belang.

Um den Anteil des Gurtmomentes zu ermitteln, der von er Stütze aufgenommen wird, ermitteln wir das Moment in unkt 5 und 1 für Belastung von Streifen I, also

$$\Delta l_u = \mu(\sum E \div J - \sum M \div O)\frac{1}{2}$$

Punkt 5:

$$\Delta l_u = \frac{1{,}0+1{,}0}{2}\cdot 0{,}895 = 0{,}895\cdot 10^{-4}; \quad \varepsilon_u = 0{,}895\cdot 10^{-5}$$

Da hier keine Messungen an der oberen Faser vorliegen, ird die Nullinie und Δl_0 entsprechend den Verhältnissen n Punkt 1 angenommen:

$$h = 42;\quad x = 20{,}4;\quad \varepsilon_0 = 0{,}895\cdot\frac{20{,}4}{21{,}6}10^{-5} = 0{,}845\cdot 10^{-5}$$

Es ergibt sich analog wie oben:

$$E_{bz} = 224\,000 \text{ kg/cm}^2$$

nd

$$Z = D = 2{,}31 \text{ t}$$

$$h_{ZD} = 28{,}5 \text{ cm}$$

$$M = 0{,}658 \cong 0{,}66 \text{ mt}$$

Punkt 1:

$$\Delta l_u = \mu(\sum E \div J - \sum M \div O)\frac{1}{2} = 0{,}95\cdot 5{,}8\,.\,10^{-4} \text{ cm}$$

$$\varepsilon_u = 5{,}8\cdot 0{,}95\cdot 10^{-5}$$

Aus dem gleichen Grund wie oben wurden Nullinie und , entsprechend bestimmt.

$$x = 20{,}4;\ h - x = 21{,}6;\quad \varepsilon_0 = 5{,}1\cdot 10^{-5}$$

Es ergibt sich infolgedessen wieder:

$$E_{bz} = 224\,000 \text{ kg/cm}^2$$

nd

$$D = Z = 15{,}00 \text{ t};\ h_{ZD} = 28{,}5 \text{ cm}$$

$$M = 4{,}27 \text{ mt}$$

Das Ergebnis gibt eine rechnerische Kontrolle dafür, daß ie Superposition der Längenänderungen, wodurch wir das ngünstigste Stützenmoment ermittelt haben, richtig war, enn $0{,}66 + 4{,}27 = 4{,}93 \backsim 4{,}73$ mt.

Die Stütze nimmt also auf $4{,}27 - 0{,}66 \backsim 3{,}6$ mt.

Das sind rd 84 vH des Gurtmomentes.

Punkt 6:

Zur Ermittlung des größten negativen Moments im Gurt- :reifen werden die Messungen an Punkt 6 benutzt. M_{min} wird ei Streifenlast erzeugt, also Lastfall $\sum A \div H + 2\ J$ oder zur ıöglichsten Ausscheidung von Meßfehlern:

$$\frac{\sum A \div H - \sum K \div O - N}{2} + J - N$$

Daraus ergibt sich:

$$\varepsilon_u = 3{,}15\cdot 0{,}935 = 2{,}94\cdot 10^{-5}$$

Es erschien hier nicht ratsam, ohne weiteres die Lage der ullinie sowohl wie die Größe von E_{bz} von Punkt 3 zu überehmen, da die dort auftretenden Spannungen erheblich rößer sind und E_{bz} somit kleiner sein muß als hier. Es wurde ielmehr $E_{bz} = 224\,000$ wie unter Punkt 5 und Punkt 1 ngenommen und nun unter Annahme ebenbleibender Querchnitte und geradlinigen Spannungsverlaufs die Nullinie und damit ε_0 bestimmt. Stärke der Putzschicht wieder 1 cm. Das sei kurz dargelegt:

$$\varepsilon_u = 2{,}94\cdot 10^{-5};\ \varepsilon_e = 2{,}94\cdot\frac{24-x}{27-x}\cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_0 = 2{,}94\cdot\frac{x}{27-x}\cdot 10^{-5};\quad F_e = 19{,}4 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2{,}94\cdot\frac{x}{27-x}\cdot 100\cdot 2{,}24\cdot\frac{x}{2}$$

$$D = 2{,}94\cdot\frac{27-x}{2}\,100\cdot 2{,}4 + 2{,}94\cdot\frac{24-x}{27-z}\cdot 19{,}4\cdot 21$$

Aus Z = D folgt eine quadratische Gleichung, aus der sich x = 14,4 cm bestimmt.

$$Z = D = 5{,}4 \text{ t};\quad h_{ZD} = 18{,}2 \text{ cm};\quad M = -0{,}983 \text{ mt};\quad \alpha_p^{min} = 85.$$

Das Moment durch Eigengewicht für Punkt 6 ist gleich dem für Punkt 3:

$$M_g = 0{,}885 \text{ mt}$$

$$M_{g+p}^{min} = -0{,}098 \text{ mt}$$

$$\alpha_q^{min} = 850$$

Für den gleichen Lastfall ergibt sich für Punkt 5:

$$\varepsilon_u = 1{,}30\cdot 10^{-5}$$

und nach analoger Durchführung der Rechnung:

$$M_5^{min} = 0{,}96 \text{ mt} \sim M_6^{min} = 0{,}983 \text{ mt}$$

Die beiden Momente stimmen mit guter Genauigkeit überein. Es zeigt sich also für die Streifenbelastung ein konstantes Moment über den Gurt des unbelasteten Streifens, wie es bei einem Mittelfeld und einer hinreichenden Zahl von Feldern zu erwarten war. Das Ergebnis darf als eine Kontrolle für die Richtigkeit der Messungen gewertet werden.

Punkt 2:

An Punkt 2 sind nur Messungen an der Unterseite vorgenommen worden. Wir müssen also auch hier wieder Annahmen betr. der Lage der Nullinie machen, und zwar sollen die gleichen Überlegungen wie bei Punkt 4 gelten. Trotz der hier vorliegenden niedrigeren Spannungen kann man das mit sichtlicher Genauigkeit tun, da sich hierbei ein $x = \frac{h}{2}$ und ein $h_{ZD} = 18{,}35 \cong \frac{2}{3}h$ ergibt, also Ergebnisse, wie sie einem nahezu homogenen Querschnitt entsprechen würden. (Vgl. die Bemerkung zu Punkt 1.) Als ungünstigste Belastung wird Streifenlast und damit das Mittel aus den Ablesungen $\sum A \div J - \sum K \div O$ der Rechnung zugrunde gelegt:

$$\Delta l_u = \frac{2{,}5+3{,}2}{2}\,0{,}94\,.\,10^{-4} = 2{,}68\cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

$$x = 13{,}5 \text{ cm};\quad \varepsilon_0 = 2{,}68\cdot 10^{-5}$$

Es ergibt sich ein

$$D = Z = 4{,}34 \text{ t};\quad h_{ZD} = 18{,}35 \text{ cm}$$

$$M_p^{max} = 0{,}798 \text{ mt}$$

$$\alpha_p = 104$$

M_p^{min} muß für Punkt 2 = M_p^{min} für Punkt 6, also = 0,983 mt sein.

Näherungsweise kann M_g für Punkt 2 zu:

$$M_p\,.\,\frac{0{,}625}{2{,}26} = 0{,}798\,.\,\frac{0{,}625}{2{,}26} = 0{,}221 \text{ mt}$$

angenommen werden, daraus:

$$M_{g+p}^{min} = -0{,}76 \text{ mt};\quad \alpha_q^{min} = 110$$

Punkt 3q:

Die ungünstigste Laststellung für das Angriffsmoment in Gurtstreifenmitte quer zur Stützenverbindungslinie ist die Streifenbelastung über 2 Felder, also Lastfall:

$$\frac{\sum E \div J - \sum M \div O.}{2}$$

Es ergibt sich in gleichem Rechnungsgang wie vorher:

$$M = 0{,}99 \text{ mt}$$

$$\alpha_p = \alpha_g = 84{,}5.$$

Die Messungsergebnisse für die Durchbiegungen und Verdrehungen wurden, wie dies bereits begründet wurde,

Abb. 6a.

nicht zur Spannungsermittlung, sondern hauptsächlich zu Kontrollzwecken herangezogen.

Es soll zunächst kurz über die Erfahrungen mit der Meßvorrichtung für die Durchbiegungen berichtet werden. Für die Errichtung der Fixpunkte war ein Holzträgergerüst gebaut, wie es aus Abb. 3a hervorgeht. Obwohl es altes, trockenes Holz war, arbeitete es doch. Es wurde nun jeden Abend nach Beendigung und jeden Morgen vor Beginn der Probebelastungen an den Durchbiegungsmessern abgelesen. Die Differenz in den Ablesungen wurde als Funktion der Zeit graphisch aufgetragen. In Abb. 6a ist diese Fehlerkurve für Punkt 1 aufgetragen. Sie ist ziemlich stetig für die ersten 3 Meßintervalle, bekommt dann einen Knick, verläuft flacher und steigt nach einem zweiten Knick wieder steiler an, etwa in der gleichen Neigung wie zu Anfang.

Es wurde folgende Überlegung angestellt: Das Gerüst hat sich durch das Arbeiten des Holzes gesenkt. In den ersten Tagen mit der stetigen Fehlerkurve war die Belastung mit höchstens 1,13 t/m² zu gering, um elastische Nachwirkungen hervorzurufen. Es liegt also in diesem Intervall der reine Einfluß der Gerüstsenkung vor. Vom ersten bis zum zweiten Unstetigkeitspunkt liegen 2,26 t/m² auf der Decke, es treten offenbar bleibende Durchbiegungen und elastische Nachwirkungen ein. Damit war die Korrektur pro Zeiteinheit zur Ablesung für jeden Punkt festgelegt, da aus dem ersten Teil der Fehlerkurve (p = 1,13 t/m²) eine über die Zeit lineare Gerüstabsenkung hervorgeht. So ergibt sich z. B. für Punkt 1 ein $\delta' = \frac{1{,}56}{111} = 0{,}00141$ mm pro Stunde als Korrektur d Durchbiegungen. Es war zunächst vorgesehen, auf andere A die Fixpunkte zu schaffen. Das verbot sich aber kurz v den Messungen aus betriebstechnischen Gründen, und es wurd die oben dargestellte Holzkonstruktion benutzt. Es soll hi darauf hingewiesen werden, daß es auf Grund der Erfahrunge zweckmäßiger erscheint, Fixpunkte mit Hilfe von Eise gerüsten zu schaffen.

Von den Durchbiegungsmessungen sind nur einige charak teristische Biegelinien in Abb. 6b aufgetragen worden, die i den Schlußfolgerungen im Zusammenhang mit den ander Ergebnissen besprochen werden sollen.

Die Verdrehungen der im Grundriß Abb. 2a mit „L" be zeichneten Säule sind an zwei Stellen mittels Libellen gemesse worden. Die Meßstellen gehen ebenfalls aus Abb. 2 hervo Da sich der Stützenkopf unmittelbar über der oberen Libell stark verbreitert, kann die Säule von dort ab als starr betrachte werden, so daß die mit Libelle 1 gemessenen Drehwinkel glei den Verdrehungen der Endtangente gesetzt werden könne Die Verdrehung bei Punkt 1 betrug bei Streifenlast mit b lasteten Gurtstreifen 1'16", der Einfluß der Gurtbelastun allein war 6,3". Die untere Libelle zeigte keinen Ausschla so daß hier gerade der Punkt war, wo die Tangente an di Biegelinie parallel zur ursprünglichen Säulenachse lief. B vollkommener Einspannung hätte die obere Libelle keine Ausschlag zeigen dürfen. Diese vollkommene Einspannun indessen war aber bei unserer Konstruktion nicht zu erwarte

Schlußfolgerungen.

Es sei vorausgeschickt, daß die Schlußfolgerungen lediglic aus den Ergebnissen der Messungen selbst abgeleitet werde sollen.

Die größten Biegungsmomente traten, wie zu er warten war, am Stützungskopf und in der Gurtstreifen mitte auf. Die diesen Größtwerten entsprechenden Belastungs fälle sind in der Auswertung der Messungen dargelegt worden Es möge hier darauf hingewiesen werden, daß bei der Auswer tung das Superpositionsgesetz mehrfach angewendet worde ist, wie dies ja allgemein in der Statik geschieht. Dies ha

Ganz ausgezogene Kurven: Biegelinien für Streifenlast mit p = 2,26 t/m²; gestrichelte Kurven: Momentenlinien.

Abb. 6b.

n vollkommen elastisches Material mit konstantem E-Modul ur Voraussetzung. Es ist bereits erläutert worden, daß diese oraussetzungen hier annähernd erfüllt sind.

Als Nachweis, daß diese Annahme mit genügender Geauigkeit gemacht werden kann, mag die Zusammenstellung Tabelle 2 dienen. Die Differenzen entsprechender Belastungsustände, die sämtlich durch Superposition gewonnen worden nd, zeigen gute Übereinstimmung sowohl in der Größe als uch in der Richtung, woraus hervorgeht, daß diese Differenzen der Meßungenauigkeit, nicht aber darin zu suchen sind, aß das Superpositionsgesetz nicht hätte angewendet werden ürfen.

Schwierigkeiten macht die Annahme von m. Für die ück chlüsse aus den gemessenen Längenänderungen auf die pannungen stehen uns folgende Gleichungen zur Verfügung:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left(\sigma_x - \frac{1}{m} \cdot \sigma_y\right)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}\left(\sigma_y - \frac{1}{m} \cdot \sigma_x\right)$$

Daraus folgt für die Spannungen:

$$\sigma_x = \frac{E\ m^2}{m^2 - 1}\left(\varepsilon_x + \frac{1}{m} \cdot \varepsilon_y\right)$$

$$\sigma_y = \frac{E\ m^2}{m^2 - 1}\left(\varepsilon_y + \frac{1}{m} \cdot \varepsilon_x\right)$$

orin ε_x und ε_y die gemessenen Längenänderungen, σ_x und σ_y ie tatsächlich auftretenden Spannungen sind.

Um also auf dem Versuchsweg Spannungen eines ebenen ystems zu ermitteln, müssen folgende Größen durch Messungen estimmt werden: 1. E; 2. ε_x; 3. ε_y; 4. m.

Zu 1. E ist (vgl. Tabelle 3 und Abb. 4) an Probekörpern, ie aus der Decke herausgestemmt wurden, bestimmt worden.

Zu 2. und 3. Die Forderung, ε_x und ε_y zu bestimmen, ist ur an der Meßstelle 3 erfüllt worden.

Zu 4. Die Querdehnungszahl m ist nicht bestimmt worden.

Im Hinblick auf das oben Gesagte ist in der Auswertung it $m = \infty$ gerechnet worden. An den Punkten, wo die lomente in der x- und der y-Richtung gleiches Vorzeichen aben, sind, falls m einen endlichen Wert hat, die auf Grund er Annahme $m = \infty$ errechneten Momentenwerte zu klein. n den Punkten mit Momenten entgegengesetzten Vorzeichens der x- und y-Richtung sind die errechneten Werte zu groß. rsteres ist der Fall an Punkt 1, 4, 5, letzteres an Punkt 3 und 6.

Drückt man das Moment in der Form aus:

$$M_q = M_g + M_p = \frac{p\ l^2}{\alpha_g} + \frac{g\ l^2}{\alpha_p},$$

o ergeben sich folgende α-Werte:

Punkt 3:

In der Richtung quer zur Stützenverbindungslinie:

$$\alpha_g = \alpha_p = 84{,}5.$$

In der Richtung längs der Stützenverbindungslinie:

$$\alpha_p^{max} = 20{,}5; \qquad \alpha_g = 26{,}2$$

$$\alpha_p^{min} = 85$$

$$\alpha_{g+p}^{max} = 21{,}5$$

Punkt 1: $\alpha_g = \alpha_p = 17{,}8.$

Punkt 2: $\alpha_p = 104$

Punkt 4: $\alpha_p = 44$

Die größten Spannungen treten in unserem Falle an 'unkt 3 in der Richtung längs der Stützenverbindungslinie auf und betragen (für $p = 2{,}26\ t/m^2 \simeq 110$ vH der rechnungsmäßigen Nutzlast):

$${}_p\sigma_{bd} = 33{,}1\ kg/cm^2; \qquad {}_g\sigma_{bd} = 7{,}2\ kg/cm^2$$

$${}_p\sigma_{bz} = 26{,}5\ \text{"} \qquad {}_g\sigma_{bz} = 5{,}8\ \text{"}$$

Diese Zugspannungen sind, wie bereits erwähnt, vom Beton aufgenommen worden. Risse wurden nicht beobachtet, was sowohl durch den Verlauf der Längenänderungs- als auch der Durchbiegungsmessungen bestätigt wird.

Die Überlegungen auf S. 211 u. ff. zeigen deutlich die Wirkung der Pilzdecke wie bei einer durchgehenden Rahmenkonstruktion. Beim Übergang über die Stütze gibt das Gurtstützmoment 84 vH seines Wertes an die Stütze ab. Es ist also bei Streifenlast die Stütze auf Biegung und Druck zu dimensionieren.

Zunächst war mit Rücksicht auf die Anbringung der Spannungsmesser auf Deckenoberseite ein Streifen von 1 m Breite auf dem Gurt freigelassen worden. Der Einfluß der Belastung dieses Streifens wurde gesondert untersucht. Die Momente im Gurt werden hierdurch zwischen 25 und 45 vH erhöht, so daß es unbedingt erforderlich ist, bei Probebelastung den Gurt mitzubelasten. Der Einfluß der Gurtbelastung auf die Momente in Gurtstreifenmitte quer zur Achse war entlastend. Es geht dies auch aus der Überlegung hervor, daß der Gurt für die durchlaufende Decke in der y-Richtung ein Auflager darstellt. Dieses Auflager senkt sich, es tritt also in diesem Falle ein positives zusätzliches Stützenmoment auf, das das negative Moment im Gurt quer zur Stützenverbindungslinie verringert.

Die negativen Feldmomente bei Streifenlast — also z. B. M am Punkt 6 bei Belastung von I und III — sind gering. Das liegt eben daran, daß (vgl. oben) die steifen Stützen einen großen Teil des Stützenmomentes aufnehmen, so daß nur ein kleiner Teil in den anschließenden Gurtstreifen weitergeleitet wird. Es zeigte sich, daß das negative Feldmoment so gering ist, daß sich eine obere Bewehrung des Gurtstreifens erübrigt.

Aus dem gleichen Grunde erstreckte sich die Einwirkung der Kontinuität kaum über das erste Nachbarfeld hinaus. Wie ein Blick auf Tabelle 1, Spalte A bis D und K und L, zeigt, liegen die Längenänderungen im Streifen I durch Belastung von Streifen III mit $p = 2{,}26\ t/m^2$, also 10 vH über der normalen Nutzlast, innerhalb der Genauigkeitsgrenzen der Okhuizenschen Apparate. Durchbiegungen sind bei gleichem Belastungsfall in Streifen I noch festzustellen, sind aber auch sehr gering.

Hieraus läßt sich auch auf die Beanspruchungen eines Endfeldes schließen: Da der Einfluß der Nachbarfelder, wie gezeigt, gering ist, wird es in der Hauptsache auf die Auflagerung des freien Endes des Endfeldes ankommen.

Weiterhin läßt sich der Schluß ziehen, daß — für die Steifigkeitsverhältnisse der vorliegenden Decke geltend — es für die Beanspruchungen eines Mittelfeldes gleichgültig ist, ob sich die Decke über drei oder unendlich viele Felder erstreckt.

Bei der Dauerbelastung von 43 Stunden zeigten die Okhuizen keine elastische Nachwirkung an. Es stimmt das mit der bereits mehrfach erwähnten Beobachtung überein, daß die bleibenden Längenänderungen innerhalb der Meßgenauigkeitsgrenzen blieben. Die Durchbiegungsmesser zeigten indessen eine geringe bleibende Durchbiegung an, was sich in der flacheren Neigung der Fehlerkurve ausdrückt.

Die Einwirkung der feldweisen Belastung bot nichts Wesentliches. Wie zu erwarten war, war die Einwirkung der Belastung von Ia und Ib innerhalb der Meßgenauigkeit gleich groß auf die Meßstellen 1, 2, 3, 5, 6. Dagegen wurde das Moment in Punkt 4 zum weit überwiegenden Teil durch Belastung von Ib erzeugt, der Einfluß von Ia auf M_l lag innerhalb der Meßgenauigkeit.

Vergleich der aus den Messungen ermittelten Momentenwerte mit den nach den Theorien von Marcus und Lewe erhaltenen Werten.

Wir benutzen das Näherungsverfahren von Marcus, das er auf Seite 323 ff. seines Buches „Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten" angibt. Dieses Näherungsverfahren sei in kurzen Zügen dargelegt.

Die Richtung der Längsachse einer Pilzdeckenkonstruktion falle mit der X-Achse, die Querrichtung mit der Y-Achse unseres Koordinatensystems zusammen. Es sei

$$M_x = \int_0^{l_y} s_x \, d\,l,$$

d. h. M_x stelle den Gesamtwert der Spannungsmomente s_x für die Feldbreite l_y dar. Mit Hilfe der Gewebetheorie hat Marcus nun nachgewiesen, daß für eine in der Querrichtung unendlich ausgedehnte Platte M_x gleich dem Biegungsmoment eines stellvertretenden Balkens ist, dessen Querschnittsbreite der Feldbreite l_y gleich ist. Der Balken ist mit den ober- und unterhalb der Decke befindlichen Stützen biegungsfest verbunden, die Konstruktion stellt also einen mehrstöckigen Rahmen dar; die tatsächliche Belastung und die freie Spannweite sind durch die Ausladung des Stützenkopfes vermindert. Bei einer Pilzdecke mit einer endlichen Ausdehnung in der Querrichtung nehmen die M_x-Werte der einzelnen Längsstreifen (für ein gleiches x) nach dem Rande zu ab. Man darf aber mit genügender Genauigkeit $M_{x_1} = M_x$ der in der Querrichtung unendlich ausgedehnten Pilzdecke setzen.

Abb. 7 a.

Abb. 7 b.

Hat man M_x für jeden Querschnitt des stellvertretenden Rahmens, so muß man die Aufteilung von M_x in der Querrichtung vornehmen, um die Spannungsmomente s_x zu finden. Hierfür gibt Marcus ein Verfahren an. Im allgemeinen wird es genügen, diese Momentenaufteilung in zwei Schnitten vorzunehmen, und zwar

durch Feld- und Gurtstreifenmitte,

durch die Stützenverbindungslinie hindurch.

Darauf soll bei der numerischen Behandlung des vorliegenden Falles eingegangen werden.

Zur Erläuterung der Bezeichnungen diene die Abb. 7 a. Im übrigen muß auf die Arbeit von Marcus hingewiesen werden.

Auf die Durchbiegung der Platte hat allein die außerhalb der Stützenkopffläche aufruhende Belastung Einfluß:

$$Q_m' = g_m (l_m l_y - d_0^2) = \text{wirksame Belastung.}$$

Die wirksame Spannweite

$$l_m' = l_m - \frac{1}{2} d_0 = l_m \left(1 - \frac{1}{2} \frac{d_0}{l_m}\right) = l_m \psi_m$$

$$q_m' = \frac{Q_m'}{l_m'} = \frac{g_m' (l_y l_m - d_0^2)}{l_m \psi_m} = \frac{g_m l_y}{\psi_m} \left(1 - \frac{d_0^2}{l_m l_y}\right)$$

Beim Anschluß des Balkens an die Säulen treten als innere Kräfte auf:

am rechten Ende	das Stützmoment	X_m'
	die Querkraft	U_m'
	die Axialkraft	D_m
am linken Ende	das Stützmoment	X''_{m-1}
	die Querkraft	U'_{m-1}
	die Axialkraft	D_m.

Für diese Größen lauten die bekannten Gleichgewichtsbedingungen:

$$U'_{m-1} = \frac{1}{2} Q_m + \frac{X'_m - X''_{m-1}}{l_m}$$

$$U'_m = \frac{1}{2} Q_m - \frac{X'_m - X''_{m-1}}{l_m}$$

In unserm Fall haben wir:

$l_x = l_y = l = 6{,}08$ m

$d_0 = 55 + 2(50 + 15 + 13) = 55 + 1{,}56 = 2{,}11$ m

$l' = l - 0{,}5\ d_0 = 5{,}02$ m = reduzierte Spannweite

$H_u = 4{,}90$ m = Höhe der unteren Säule

$\psi = 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{2{,}11}{6{,}08} = 0{,}826$ = Reduktionsfaktor

$\psi^2 = 0{,}68$

Die Säulen über der betrachteten Pilzdecke haben einen Querschnitt von 25/50, die unteren Säulen 50/50 bzw. 60/60. Für letztere werde als Mittelwert in die Berechnung eingeführt ein Querschnitt von $55 \cdot 55$ cm². Es ergeben sich dann folgende Trägheitsmomente:

$$J_{0x} = \frac{50 \cdot 25 \cdot 25 \cdot 25}{12} = 65\,100 \text{ cm}^4$$

$$J_{0y} = \frac{25 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 50}{12} = 260\,500 \text{ cm}^4$$

Die Säulen haben keine ganzen quadratischen Querschnitte, sondern die Ecken sind ausgeschnitten, so daß Achtecke mit 4 großen und 4 kleinen Seiten entstehen. Das Trägheitsmoment dieses Querschnittes wurde graphisch zu 737 000 cm⁴ ermittelt.

$$J_{ux} = J_{uy} = 7{,}37 \cdot 10^5 \text{ cm}^4.$$

Die Trägheitsmomente verhalten sich also in der X-Richtung wie $\frac{1}{11{,}3}$, in der Y-Richtung wie $\frac{1}{2{,}82}$. Bedenkt man ferner, daß nur jede zweite untere Säule eine obere Säule trägt, so kann mit guter Annäherung (vgl. Marcus, S. 329) der Biegungswiderstand der oberen Säulen vernachlässigt werden.

Abb. 7c

Die unteren Stützen werden durch das Kellergeschoß verstärkt durchgeführt, so daß hier die Annahme einer festen Einspannung genügend gerechtfertigt ist.

Wir führen die Berechnung zunächst für Streifenlast nach Marcus durch.

Wir können für die Errechnung der M_x-Werte offenbar ohne großen Fehler annehmen, daß die beiden Laststreifen in der Y-Richtung durchbelastet sind.

$$p = 2{,}26 \text{ t/m}^2.$$

Es bestimmt sich als Steifigkeitsverhältnis die Zahl

$$\frac{E\,J_u}{N\,l_y} = \frac{E\,J_u\,(m^2-1)\cdot 12}{E\,m^2\,h^3\,l_y} = \frac{12\cdot 7{,}37\cdot 10^5}{6{,}08\cdot 10^2\cdot 2{,}7^3\cdot 10^3}\cdot\frac{m^2-1}{m^2}$$

$$= \frac{91\cdot 10^5}{119\cdot 10^5} = 0{,}74\cdot\frac{m^2-1}{m^2}$$

für $m = \infty$ ergibt sich:

$$\frac{E\,J_u}{N\,l_y} = 0{,}74$$

$$Q_3' = Q_5' = 2{,}26\,(6{,}08^2 - 2{,}11^2) = 73{,}5\ \text{t}.$$

Unser System in Abb. 7 c liefert 10 Elastizitätsgleichungen für die Winkeländerungen (ω-Werte). Da wohl im System, aber nicht in der Belastung Symmetrie vorliegt, wäre es nötig gewesen, 10 Unbekannte aus 10 Gleichungen zu bestimmen. Die Rechnung erwies sich trotz des gesetzmäßigen Aufbaues der Gleichungen als ziemlich umfangreich, daher wurde die Rechenungenauigkeit mit dem Rechenschieber ziemlich groß. Um einen symmetrischen Lastfall zu erhalten und damit die Anzahl der Unbekannten auf die Hälfte zu reduzieren, beschränkten wir uns auf ein System von 7 Feldern. Die beiden Felder 8 und 9 fielen also für die Berechnung aus. Es läßt sich dies auch mit unseren Meßergebnissen durchaus vereinen, die gezeigt haben, daß bereits im dritten Feld die Einwirkung der Kontinuität kaum mehr vorhanden ist.

Die Elastizitätsgleichungen lauten nunmehr:

$$8{,}44\,\omega_0 + 3{,}41\,\omega_1 = 0$$
$$3{,}41\,\omega_0 + 13{,}84\,\omega_1 + 3{,}41\,\omega_2 = 0$$
$$3{,}41\,\omega_1 + 13{,}84\,\omega_2 + 3{,}41\,\omega_3 = -\frac{Q}{12}(\ +d)\,\frac{l'}{N\,l_y} = -A$$
$$3{,}41\,\omega_2 + 13{,}84\,\omega_3 + 3{,}41\,\omega_4 = +\frac{Q}{12}(1+d)\,\frac{l'}{N\,l_y} = +A$$
$$3{,}41\,\omega_3 + 13{,}84\,\omega_4 + 3{,}41\,\omega_5 = -A$$
$$3{,}41\,\omega_4 + 13{,}84\,\omega_5 + 3{,}41\,\omega_6 = +A$$
$$3{,}41\,\omega_5 + 13{,}84\,\omega_6 + 3{,}41\,\omega_7 = 0$$
$$3{,}41\,\omega_6 + 8{,}44\,\omega_7 = 0.$$

Aus diesen Gleichungen gehen folgende Zusammenhänge hervor:

$$\omega_0 = -\omega_7$$
$$\omega_1 = -\omega_6$$
$$\omega_2 = -\omega_5$$
$$\omega_3 = -\omega_4$$

Das Gleichungssystem ist also wie folgt vereinfacht:

$$8{,}44\,\omega_0 + 3{,}41\,\omega_1 = 0$$
$$3{,}41\,\omega_0 + 13{,}84\,\omega_1 + 3{,}41\,\omega_2 = 0$$
$$3{,}41\,\omega_1 + 13{,}84\,\omega_2 + 3{,}41\,\omega_3 = -A$$
$$3{,}41\,\omega_2 + 13{,}84\,\omega_3 - 3{,}41\,\omega_3 = +A$$

Die Lösung dieses Gleichungssystems ergibt folgende Stützenmomente für Streifenlast:

$$X_0'' = -0{,}0256\cdot 73{,}5 = -1{,}882\ \text{mt}$$
$$X_1' = 0{,}0857\cdot 73{,}5 = 6{,}30\ \text{mt}$$
$$X_1'' = 0{,}149\cdot 73{,}5 = 10{,}95\ \text{mt}$$
$$X_2' = -0{,}344\cdot 73{,}5 = -25{,}30\ \text{mt}$$
$$X_2'' = -0{,}577\cdot 73{,}5 = -42{,}40\ \text{mt}$$
$$X_3' = -0{,}455\cdot 73{,}5 = -33{,}35\ \text{mt}$$
$$X_3'' = -0{,}180\cdot 73{,}5 = -13{,}23\ \text{mt}$$

Die Säulenmomente ergeben sich aus der Gleichung:

$$M_m^u = \frac{6\,E\,J_u\,\omega_m}{H_u\left(3-\frac{H_u}{f_u}\right)};$$

in unserem Falle:

$$M_m^u = \frac{6\,E\,J_u\,\omega_m}{1{,}5\,H_u}\cdot\frac{Q\,(l+d)\,l'\cdot 12\,(m^2-1)}{12\,l\,E\,h^3\,m^2}$$
$$= 157{,}0\,\bar{\omega}_m\,\frac{m^2-1}{m^2}$$

für $m = \infty$ ist

$$M_m^u = 150{,}5\,\bar{\omega}_m,\quad\text{wobei}\quad \bar{\omega}_m = \frac{\omega\,A\,6\,E\,J_u}{H_u\left(1-\frac{H_u}{f_u}\right)}$$

ist. Das ergibt

$$M_0^u = -0{,}0125\cdot 150{,}5 = -1{,}880\ \text{mt}$$
$$M_1^u = 0{,}0308\cdot 150{,}5 = 4{,}64\ \text{mt}$$
$$M_2^u = -0{,}1126\cdot 150{,}5 = -16{,}96\ \text{mt}$$
$$M_3^u = -0{,}1328\cdot 150{,}5 = -20{,}00\ \text{mt}$$

Da der Biegungswiderstand der oberen Stützen vernachlässigt ist, muß jeweils die Differenz der X-Momente $= M_u$ sein. Diese Probe kann als Kontrolle dienen, z. B.:

$$M_3^u = X_3' - X_3'' = -33{,}35 + 13{,}23 = -20{,}12\ \text{mt}$$
$$M_3^u = -20{,}00\ \text{mt}$$
$$\text{Fehler}\quad 0{,}12\ \text{mt} = 0{,}55\ \text{vH}$$

Es ergibt sich also eine sehr gute Übereinstimmung.

Es werde jetzt rechnerisch das Moment $M_{x\,(x=0)}$ ermittelt. Aus $M_{x\,(x=0)}$ bestimmen wir uns dann s_x für Gurtmitte und Feldmitte.

$$M_{x\,(x=0)} = \frac{Q}{8}\left(l+\frac{d}{2}\right) + (X_2'' + X_3')\cdot\frac{1}{2} = 27{,}72\ \text{mt}$$

Der Verlauf der Spannungsmomente s_x wird nun durch die Funktion

$$s_{x\,(x=0)} = \frac{M_x}{2\,b}\left(1-\frac{1}{5}\cos\pi\frac{y}{b}\right)$$

ausgedrückt (Abb. 7 d).

Für $y = b$, $x = 0$, also Gurtmitte, ergibt sich:

$$s_x = \frac{M_x}{2\,b}\cdot\frac{6}{5}$$

Für $y = 0$, $x = 0$ (Feldmitte) ergibt sich:

$$s_x = \frac{M_x}{2\,b}\cdot\frac{4}{5}.$$

Abb. 7 d.

Oder bezeichnen wir $\frac{M_x}{2\,b} = \frac{M_x}{l_y} = s_x' =$ Mittelwert der Momente für den Querschnitt $x = 0$, so ist:

$$s_{x\,(x=0,\ y=b)} = \frac{6}{5}\,s_x'$$
$$s_{x\,(x=0,\ y=0)} = \frac{4}{5}\,s_x'$$

In unserm Fall:

$$s_x' = \frac{27{,}72}{6{,}08} = 4{,}55\ \text{mt}.$$

Gurtmoment $s_{x\,(x=0,\ y=b)} = 4{,}55\cdot\frac{6}{5} = 5{,}46\ \text{mt}$

Feldmoment $s_{x\,(x=0,\ y=0)} = 4{,}55\cdot\frac{4}{5} = 3{,}64\ \text{mt}$

$$\alpha_{p\,(x=0,\ y=b)}^{max} = \frac{2{,}26\cdot 6{,}08^2}{5{,}46} = 15{,}3$$
$$\alpha_{p\,(x=0,\ y=0)}^{max} = \frac{2{,}26\cdot 6{,}08^2}{3{,}64} = 23$$

In dem Mittelfeld zwischen den beiden Lastfeldern ist

$$s_x' = \frac{13{,}23}{6{,}08} = 2{,}18 \text{ mt}$$

Gurtmoment $s_{x\,(x=0,\,y=b)} = 2{,}18 \cdot \frac{6}{5} = 2{,}62$ mt

$$\alpha_p^{min} = \frac{2{,}26 \cdot 6{,}08^2}{2{,}62} = 32.$$

Für die Ermittlung des größten Stützmoments lag den Messungen folgender Lastfall zugrunde (Abb. 8 a):

Abb. 8 a.

Aus den gleichen Gründen wie vorher betrachten wir diesmal einen 6-feldrigen Rahmen. Mit den oben ermittelten Steifigkeitszahlen und Beizahlen erhalten wir:

$$\omega_0 = -0{,}00856 \text{ A}$$
$$\omega_1 = 0{,}0212 \text{ A}$$
$$\omega_2 = -0{,}0775 \text{ A}$$

Im gleichen Rechnungsgang wie oben ergeben sich folgende X-Werte:

$$X_0'' = -0{,}0178 \text{ Q} = -1{,}308 \text{ mt}$$
$$X_1' = +0{,}0586 \text{ Q} = 4{,}31 \text{ mt}$$
$$X_1'' = +0{,}102 \text{ Q} = 7{,}403 \text{ mt}$$
$$X_2' = -0{,}2367 \text{ Q} = -17{,}40 \text{ mt}$$
$$X_2'' = -0{,}3953 \text{ Q} = -29{,}03 \text{ mt}$$
$$X_3' = X_3'' = -0{,}8625 \text{ Q} = -63{,}4 \text{ mt}$$

Die Säulenmomente ergeben sich zu:

$$M_0^u = -1{,}287 \text{ mt}$$
$$M_1^u = 3{,}19 \text{ mt}$$
$$M_2^u = -11{,}65 \text{ mt}$$
$$M_3^u = 0$$

Von den negativen Stützmomenten interessiert das an der Stelle, wo der Stützenkopf anfängt. Es ist aus der zeichnerischen Auftragung, die hier fehlt, zu 21 mt abgegriffen worden.

Abb. 8 b.

Für die Querschnitte ($x = \pm a$) gibt Marcus für die Verteilung der s_x-Werte folgende Gesetzmäßigkeit an:

$$s_{x\,(x=\pm a)} = \frac{M_x}{2\,b}\left(1 - \frac{3}{5}\cos\pi\frac{y}{b}\right)$$

Man erhält:

$$s_{x\,(x=a,\,y=b)} = s_x'\left(1 + \frac{3}{5}\right) = \frac{8}{5}\,s_x'$$

$$s_{x\,(x=a,\,y=0)} = s_x'\left(1 - \frac{3}{5}\right) = \frac{2}{5}\,s_x'$$

Also für das Stützenkopfmoment den Größtwert:

$$s^{min}_{x\,(x=a,\,y=b)} = \frac{8}{5} \cdot \frac{21}{6{,}08} = 5{,}52 \text{ mt}$$

$$\alpha^{min}_{p\,(x=a,\,y=b)} = \frac{2{,}26 \cdot 6{,}08^2}{5{,}52} = 15{,}15 \sim 15{,}2$$

Für das größte negative Moment quer zur Stützenverbindungslinie müssen wir den Ersatzrahmen in der Y-Richtung betrachten (Abb. 8b). Die hierfür durchgeführte Berechnung lieferte ein

$$s_{y\,(x=0,\,y=b)} = 1{,}545 \text{ mt}$$

$$\alpha^{min}_{p\,(x=0,\,y=b)} = \frac{2{,}26 \cdot 6{,}08^2}{1{,}545} = 54$$

Untersuchung auf Eigengewicht (Abb. 8c).

Dieser Untersuchung wird wieder der siebenfeldrige Rahmen zugrunde gelegt.

Die Rechnung ergab

(Gurtmitte)	(Feldmitte)
$s_{x\,(x=0,\,y=b)} = 0{,}84$ mt;	$s_{x\,(x=0,\,y=0)} = 0{,}56$ mt
$\alpha_{g\,(x=0,\,y=b)} = 27{,}6$;	$\alpha_{g\,(x=0,\,y=0)} = 41{,}3$

(Stützenkopf)

$s_{x\,(x=a,\,y=b)} = 1{,}175$ mt $\quad \alpha_{g\,(x=a,\,y=b)} = 19{,}6$

Ein Vergleich der in vorstehenden Berechnungen ermittelten Momentenwerte mit den aus den Messungen erhaltenen Momenten zeigt folgendes:

Die M_g-Werte stimmen gut überein, während die M_p-Werte sich nach der Berechnung zu groß ergeben. Das kann

Abb. 8 c.

darauf zurückgeführt werden, daß bei der Berechnung die Unterlagsplatte nicht berücksichtigt worden ist. Die Unterlagsplatte versteift den Stützenkopf und vermindert so die Wirkung der Kontinuität. Dies kommt indessen für die Belastung durch Eigengewicht nicht so sehr zur Auswirkung wie für die Belastung durch Nutzlast.

Der Entwurf wurde ferner nach der Leweschen Berechnungsmethode durchgerechnet. Die Berechnung ist im „Bauingenieur" 1924, Heft 4 veröffentlicht. Es kann im wesentlichen darauf verwiesen werden.

Es sollen die Momente für $m = \infty$ und $m = 3$ berechnet werden.

$$g = 0{,}625 \text{ t/m}^2; \qquad p = 2{,}26 \text{ t/m}^2$$

a) $m = 3$

Moment am Stützenkopf:

$$M^{min} = -8{,}30 \text{ mt}; \qquad M_g = -2{,}11 \text{ mt}$$
$$\alpha_p^{min} = 10{,}0; \qquad \alpha_g = 11$$

Moment im Gurtstreifen quer zur Stützenlinie:

$$M_p^{min} = -1{,}08 \text{ mt}; \qquad \alpha_p^{min} = 77$$

Die Berechnung („Bauingenieur" 1924, Heft 4) der Momente in Feldmitte und in Gurtmitte längs der Stützenlinie ist unter Zugrundelegung einer Streifenlast erfolgt. Dabei wurde angenommen, daß die Wendepunkte der Biegelinien der Säulen in halber Höhe liegen. Das würde jedoch nur für folgenden Lastfall Abb. 8 d zutreffen.

Nehmen wir indessen wieder völlige Einspannung der Säulen der betrachteten Decke an, also die Wendepunkte der Biegelinien im unteren Drittelpunkt, so ist der Winkel der Biegelinie am Säulenkopf bei Stützenkopfbreite $B = \frac{2}{3}$ a, wie leicht nachzuweisen,

$$\omega = \frac{q\,a^3\,h}{108}$$

Somit wird

$$q = p \cdot \frac{18\,k}{1 + 1{,}92\,k},$$

worin

$$k = \frac{J_u}{J\,H_u} = 0{,}92$$

ist. Also wird

$$q = 5{,}99\ p.$$

Abb. 8 d.

Damit errechnen wir das Moment in Feldmitte bei Streifenlast:

$M_p^{nax} = 6{,}59 - 2{,}47 = 4{,}12$ mt

$\alpha_p^{max} = 20{,}3$

$M_g = 0{,}757$ mt

$\alpha_g = 30{,}5$

Und das Moment in Gurtmitte längs der Stützenlinie:

$M_p^{max} = 6{,}92 - 2{,}11 = 4{,}81$ mt

$\alpha_p^{max} = 17{,}4$

$M_g = 0{,}966$ mt

$\alpha_g = 23{,}8$

b) $m = \infty$:

Moment über dem Stützenkopf:

$M_p^{min} = 6{,}39$ mt

$\alpha_p^{min} = 13{,}1$

$M_g = 1{,}62$ mt

$\alpha_g = 14{,}3$

Moment zwischen den Stützen senkrecht zur Stützenlinie:

$M_p^{min} = 2{,}46$ mt

$\alpha_p^{min} = 34{,}0$

Moment in Feldmitte:

$M_p^{max} = 6{,}27 - 2{,}47 = 3{,}80$ mt

$\alpha_p^{max} = 22$

$M_g = 0{,}581$ mt

$\alpha_g = 39{,}7$

Moment in Gurtmitte längs zur Stützenlinie:

$M_p^{max} = 7{,}29 - 2{,}11 = 5{,}18$ mt

$\alpha_p^{max} = 16{,}2$

$M_g = 1{,}145$ mt

$\alpha_g = 20{,}2$

Zusammenstellung der α-Werte $\left(M = \frac{q\,l^2}{\alpha}\right)$

	Stützenkopf		Gurtmitte		Feldmitte		Gurtmitte quer zur Stützenlinie	
	p	g	p	g	p	g	p	g
Aus den Messungen für $m = \infty$	17,8		20,5	26,2	44		84,5	
Marcus für $m = \infty$	15,2	19,6	15,3	27,6	23	41,3	54	
Lewe $m = \infty$	13,1	14,3	16,2	20,2	22,0	39,7	34	
Lewe $m = 3$	10	11	17,4	23,8	20,3	30,5	77	
Näherungswerte von Probst Bd. 2, S. 162 der „Vorlesungen"	16		18	25	25	32		
Deutsche Vorschriften	18		24	48	36	72	60	
Amerikanische Vorschriften	14		40		47		47	

Diese Nebeneinanderstellung der α-Werte bedarf keiner weiteren Erklärung.

Wie für unser allerdings sehr charakteristisches Beispiel einer Pilzdeckenkonstruktion werden weitere Messungen erforderlich werden für schmale und lange Bauwerke, um den bis jetzt anscheinend überschätzten Einfluß der Endfelder kennen zu lernen.

Schließlich werden Messungen bis zum Bruchstadium erforderlich sein unter gleichzeitiger Bestimmung der E- und m-Werte. Dann werden wir das zu erstrebende Ziel erreichen, N ä h e r u n g s b e r e c h n u n g e n zu finden, die auch das Steifigkeitsverhältnis von Stützen und Stützenköpfen zu den Deckenplatten zu berücksichtigen haben werden.

ÜBER DIE NEUEN DEUTSCHEN EISENBETON-BESTIMMUNGEN 1925.

Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1925 in Berlin.

Von Professor B. Löser, Dresden.

Seit etwa vier Jahren werden die Deutschen Eisenbeton-Bestimmungen in einem Arbeitsausschuß des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton neu beraten. Die Arbeiten stehen vor ihrem Abschluß, so daß der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins den Wunsch hatte, auf unserer Hauptversammlung darüber zu berichten, welche bemerkenswerten Änderungen gegenüber den alten Bestimmungen zu erwarten sind. Ich habe die ehrenvolle Aufgabe, Ihnen diesen Bericht zu erstatten, und werde mich bemühen, als gewissenhafter Chronist leidenschaftslos und ohne eigene Kritik das Neubeschlossene darzustellen.

Man kann an die Bestimmungen von drei verschiedenen Seiten aus herantreten. Einmal vom Standpunkt der Baupolizei, die die Sorge um die öffentliche Sicherheit in die erste Linie rückt, oder aber vom Standpunkte der Wissenschaft, endlich aber vom Standpunkte der Praxis, die bei Beurteilung der Vorschriften die wirtschaftlichen Begleiterscheinungen nicht übersehen darf. Diese drei Richtungen sind denn auch an der Arbeit beteiligt gewesen, und es ist natürlich und verständlich, daß über dies oder jenes Problem die Auffassungen bisweilen recht weit auseinandergingen. Nicht selten platzten die auseinandergehenden Wünsche lebhaft aufeinander und wurden mit herzerfrischendem Temperament vorgetragen. Ich schicke dies voraus, um anzudeuten, daß das Ergebnis der Arbeit oft Resultante aus drei Einzelkräften ist und daß keine der drei Richtungen erwarten darf, gerade ihre Wünsche alle restlos erfüllt zu sehen. Wenn die scharfen Werkzeuge der Kritik angesetzt werden, darf ich bitten, die Tatsache nicht zu übersehen, daß die Beschlüsse naturgemäß oft dem Mittelweg entsprechen.

Ich führe Ihnen nun die Änderungen gegenüber dem alten Zustande an Hand einiger Lichtbildnotizen vor.

Geltungsbereich.

Zunächst ist der Geltungsbereich der Bestimmungen schärfer umrissen als bisher. Es wird ausdrücklich festgestellt, daß Eisenbetonbauteile, auch wenn sie f a b r i k m ä ß i g h e r g e s t e l l t und später an der Baustelle verlegt werden, unter die Bestimmungen fallen. Die Berechnungsverfahren dürfen in vollem Umfange auch auf solche Bauteile angewendet werden. Unter die Bestimmungen fallen ferner H o h l s t e i n d e c k e n, sofern eine Betondruckschicht von mindestens 5 cm Stärke vorhanden ist. Dabei gilt der Grundsatz, daß die Steineinlagen, die zur Bildung der ebenen Untersicht und zur Gewichtsverminderung dienen, keine statische Arbeit leisten und zur Spannungsaufnahme nicht mit herangezogen werden. Die Festigkeit der Hohlsteine braucht deshalb auch nicht nachgewiesen zu werden.

Zu zwei neuen Baustoffen haben die Bestimmungen Stellung genommen: zu h o c h w e r t i g e m Z e m e n t und zu S t a h l. Unter hochwertigem Zement wird ein Zement verstanden, der nach drei Tagen 250 kg/cm², nach 28 Tagen 500 kg/cm² Druckfestigkeit aufweist, während die Zugfestigkeit bei normengemäßer Prüfung 25 bzw. 30 kg/cm² betragen muß.

Dabei darf der Zement nicht Schnellbinder sein, d. h. der Beginn des Abbindens darf frühestens eine Stunde nach dem Anmachen des Mörtels erfolgen (§ 5, 1.)

Stahl 48 muß eine Zugfestigkeit von 4800—5800 kg/cm² aufweisen bei mindestens 18 vH Bruchdehnung. Die Streckgrenze dieses Baustoffes wird bei etwa 3200—3800 zu erwarten sein (§ 5, 4).

Die Kaltbiegeprobe ist gemildert worden. Der lichte Durchmesser der Schlinge — bisher 1δ — genügt nunmehr mit 2δ sowohl für Stahl als auch für Handelseisen (§ 5, 4).

Abb. 1.

Besonders bemerkenswert ist die neue Vorschrift, daß 1 m³ gestampfter Beton in Eisenbetonbauten mindestens 300 kg Zement enthalten muß (§ 6, 2). Die entsprechende alte Vorschrift, wonach 1 m³ loses Betongemenge mindestens ½ m³ Mörtel enthalten soll, ist gefallen. 300 kg Zement pro m³ gestampften Beton entspricht etwa einem Mischungsverhältnis von 1 Rt. Zement auf 5 Rt. Kiessand (Betonkalender 1925, S. 187). Die Festlegung einer Mindestmenge Zement war nötig, nachdem die Mindestfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen — ermittelt an erdfeucht gestampften Würfeln von 20 cm Kantenlänge — auf 200 kg/cm² gesetzt worden ist. Es ist bei sehr guten Baustoffen denkbar, daß diese Festigkeitszahl schon bei Mischungsverhältnissen 1:8 erreichbar ist. Die zugehörige Zementmenge wäre aber zu gering, um die Rostsicherheit zu gewährleisten, weshalb eine Mindestmenge Zement vorgeschrieben werden mußte. Auch aus anderen Gründen darf diese Vorschrift begrüßt werden. Bei Verwendung hochwertigen Zementes soll der Beton mindestens 275 kg/cm² Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen aufweisen (§ 19, 4).

Die Schalungsfristen erfahren eine Abminderung bei hochwertigem Zement, wie aus Tabelle 1 hervorgeht. Die Fristen bei Verwendung gewöhnlichen Normenzementes blieben unverändert (§ 11, 3).

Tabelle 1 über Schalungsfristen.

	Handels- Zement	Hochwertiger Zement
Stützen, Balken seitlich.	3 Tage	2 Tage
Deckenplatten	8 „	3 „
Balken, weitgespannte Platten . .	21 „	8 „
Probebelastung	45 „	21–28 „

Bei kalter Jahreszeit wird es u. U. nötig sein, die Schalungsfristen bei Verwendung von hochwertigem Zement zu verlängern.

Neu sind die Vorschriften über Stoßverbindungen gezogener Einlagen, über die die alten Vorschriften nichts enthalten. An einem Querschnitt darf nur ein Stoß liegen. Stoßausbildung durch Spannschloß, durch einfache Überdeckung auf die Länge 40 δ (nur bis δ=20 mm), endlich durch Schweißen. Die Schweißstelle muß durch Beilage eisengesichert werden (§ 14, 3) (Abb. 2—4).

Abb. 2.

Abb. 3. Geschweißt.

Abb. 4. Nur bis 20 mm.

Wenn Säuren, Öle, hohe Temperaturen vorhanden, kann besondere Sicherung der Eisen verlangt werden, z. B. durch Vergrößerung der Betondeckung bis auf 4 cm (§ 14, 5).

Bezüglich der Wärme- und Schwindspannungen ist die Bestimmung neu, daß sie bei gewöhnlichen Hochbauten unberücksichtigt bleiben dürfen. Für Tragwerke, bei denen die Wärmewirkung beträchtlichen Einfluß ausübt, muß mit Temperaturänderungen ± 15 bis ± 20⁰ gerechnet werden (bisher ± 15⁰) (§ 16).

Säulen (§ 14, 11.)

Die Mindestbewehrung F_e nicht umschnürter Säulen wird auf 0,5 vH des Betonquerschnittes ermäßigt, wenn der Schlankheitsgrad der Säule l:s = 5. Ist l:s = 10, so bleibt es bei der Mindestbewehrung F_e = 0,8 vH von F_b. Zwischenwerte werden geradlinig eingeschaltet. Damit wird das Bewehrungsverhältnis μ_{min} zu einer Funktion des Schlankheitsgrades. Es ist bei:

l:s =	5	6	7	8	9	10
μ_{min} =	0,50	0,56	0,62	0,68	0,74	0,80 vH von F_b.

Diese neue Bestimmung führt zu billigeren Säulen in den Untergeschossen und ist deshalb sehr zu begrüßen.

Neu ist ferner die Bestimmung, daß bei überdimensionierten Querschnitten die Bewehrung nur auf den statisch erforderlichen Querschnitt F_b bezogen zu werden braucht.

Abb. 5. Darstellung der Mindestbewehrung μ_{min} als Funktion des Schlankheitsgrades l:s.

Beispiel: Ein Umfassungspfeiler vom Querschnitt 50 · 80 cm soll bei 350 cm Höhe 96 t aufnehmen. Betonbeanspruchung σ_b = 35 kg/cm². Schlankheitsgrad l:s = 350:50 = 7. Mindestbewehrung F_e = 0,0062 F_b. Ideeller Querschnitt:

$$F_i = F_b + 15 \cdot 0{,}0062\, F_b = 1{,}093\, F_b$$
$$35 \cdot 1{,}093\, F_b = 96000$$
$$F_b = 2510\ \text{cm}^2$$
$$F_e = 2510 \cdot 0{,}0062 = 15{,}6\ \text{cm}^2.$$

d. h. es genügt eine Bewehrung von 15,6 cm². Nach den bestehenden Bestimmungen hätte verlangt werden können 0,008 F_b = F_e = 0,008 · 80 · 50 = 32 cm², ohne Rücksicht darauf, ob der Pfeiler voll ausgenutzt ist oder nicht.

Für umschnürte Säulen sind die Grenzen für die Längsbewehrung μ_{min} = 0,008 und μ_{max} = 0,030.

Die Mindestquerschnittsbreite der Säulen soll 22 cm bzw. $^1/_{20}$ l sein.

Berechnung der Säulen auf Knicken (§ 18, 8) ist nötig, wenn bei gewöhnlicher Bewehrung l:s ≥ 15, bei umschnürten Säulen l:s ≥ 13. Die Eulerformel ist aufgegeben worden. An ihre Stelle tritt die einfachere Beziehung:

$$\omega P = \sigma_b F_i \quad . . . . ($$

woraus

$$\frac{\sigma_b}{\omega} = \frac{P}{F_i} \quad . . . . ($$

Die Größe ω ist > 1 und wächst mit dem Schlankheitsgrad. Sie bewirkt, daß die Beanspruchung schlanker Säulen sinkt, wenn der Schlankheitsgrad l:s zunimmt. Den Wert ω muß man aus Tabelle 2 entnehmen. Zwischenwerte von ω sind geradlinig einzuschalten.

Tabelle 2 der Werte ω.

Säulen ohne Umschnürung			Säulen mit Umschnürung		
l:s	ω	$\sigma_b : \omega$	l:s	ω	$\sigma_b : \omega$
15	1,00	35	13	1,00	35
20	1,25	28	20	1,70	20,6
25	1,75	20	20	2,70	13,0

Bisher wurden die zulässigen Beanspruchungen in den obersten Geschossen der Hochbauten gestaffelt zu

$$25 - 30 - 35 \text{ kg/cm}^2.$$

Neben dieser Vorschrift gestatten aber die Belastungsvorschriften eine Lastabminderung in den unteren Geschossen, so daß Säulen in den oberen Geschossen doppelt gestraft waren. Deshalb ist in den neuen Vorschriften diese Staffelung der Beanspruchungen aufgegeben worden. Es gilt für die Säulen aller Geschosse ein einheitliches σ_b, wie aus Tabelle 3 ersichtlich.

Tabelle 3 der zulässigen Beanspruchungen für zentrischen Druck.

	$W_{28} \geq$ kg/cm²	σ_b im allgemeinen kg/cm²	σ_b bei Brücken kg/cm²
Handelszement	200	35	30
Hochwertiger Zement	275	45	40
Bei Nachweis der Festigkeit .		$W_{28}:6$	$W_{28}:7$
höchstens		60	50

Neu ist § 17, 16, daß die Kontinuitätszuschläge und der Einfluß wechselseitiger Feldbelastung in Hochbauten in Wegfall kommen. Säulen und Fundamente werden mithin unter der Annahme frei aufliegender, über allen Stützpunkten gestoßner, daher statisch bestimmt gelagerter Balken und Unterzüge berechnet. Diese Neureglung wird in der Praxis mit großer Freude aufgenommen werden, da sie eine glatte und durchsichtige, wenig Zeit raubende Säulen- und Fundamentberechnung gestattet. Zur Begründung der Vereinfachung sei darauf hingewiesen, daß infolge der biegungsfesten Verbindung aller Eisenbetonteile ein sehr großer Teil der Kontinuitätswirkungen durchlaufender Balken verloren geht.

Abb. 6.

Platten.

Die neuen Vorschriften belohnen die Ausführung von Auflagerverstärkungen durch größere Momente. Dabei muß die Breite der Anschlußschräge mindestens $^1/_{10}$ der Stützweite, die Höhe mindestens $^1/_{30}$ derselben betragen (Abb. 6). Bei gleichen oder höchstens um 20 vH ungleichen Feldweiten dürfen die folgenden Momente zugrunde gelegt werden (§ 17, 3d).

Mit Auflagerverstärkungen:

$$\text{Endfeld } M_{max} = \frac{1}{12} q l^2, \quad \text{Innenfeld } M_{max} = \frac{1}{18} q l^2$$

Ohne Auflagerverstärkungen:

$$\text{Endfeld } M_{max} = \frac{1}{11} q l^2, \quad \text{Innenfeld } M_{max} = \frac{1}{15} q l^2$$

Stützenmomente (mit oder ohne Verstärkungen):

$$\text{bei 2 Feldern } M = -\frac{1}{8} q l^2$$

$$\text{bei 3 Feldern } M = -\frac{1}{9} q l^2$$

$$\text{bei mehr als 3 Feldern an der ersten Innenstütze } M = -\frac{1}{9} q l^2$$

$$\text{an den folgenden Innenstützen } M = -\frac{1}{10} q l^2$$

(Abb. 7).

Die negativen Feldmomente dürfen unter der Annahme ermittelt werden, daß das betrachtete Feld ganz entlastet ist, während die beiden anstoßenden Felder nur mit der halben veränderlichen Last besetzt sind (§ 17, 3a) (Abb. 8).

Bei gleichen oder ziemlich gleichen Stützweiten ergibt dies angenähert:

$$M_{min} = \frac{1}{24} l^2 \left(g - \frac{1}{2} p\right) \quad (4$$

Die Abminderung der negativen Feldmomente wird deshalb zugestanden, weil die Annahme gelenkiger Schneidenlagerung bei durchlaufenden Platten nicht erfüllt ist. Ihr Bestreben, bei entsprechender Lastenstellung im Mittel eines Feldes nach oben durchzubiegen, wird durch den Torsionswiderstand der fest angeschlossenen Unterzüge stark gehemmt.

Nach § 14, 7 sind Verteilungseisen anzuordnen von mindestens 3 ∅ 7 mm auf 1 m Tiefe.

Aufgebogene Eisen müssen hinreichend ins Nachbarfeld eingreifen, bei gleichen Feldweiten bis ins Fünftel, wenn der Momentenverlauf nicht ausführlich nachgewiesen wird.

Die Fassung der Bestimmung über die Verteilung von Einzellasten ist klarer gestaltet. Die wirksame Tiefe (senkrecht zur Hauptbewehrung der Deckenplatte) ist bei Laststellung in der Mitte:

$$^2/_3 \, l \text{ (wie bisher)} \quad (5$$

oder

$$t_2 + 2s \text{ (neu)} \quad (6$$

Abb. 7.

Abb. 8.

Abb. 9.

Abb. 10.

(vgl. Abb. 9), wobei das größere der beiden Maße zu wählen ist. Das zweite Maß kommt in Frage, wenn wie bei einer Walze t groß ist. Steht die Last nahe dem Auflager, so ist die wirksame Tiefe:

$$\frac{1}{3} l + t_2 + 2s \quad (7$$

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten (Abb. 10).

Rippendecken (§ 14, 8) müssen mindestens 5 cm starke Platten besitzen, außerdem muß die Platte

mindestens $^1/_{10}$ c sein (vgl. Abb. 11). Der Lichtabstand der Rippen darf 70 cm nicht überschreiten. Wenn Füllkörper vorhanden sind, dürfen sie zur Spannungsübertragung nicht herangezogen werden. Geringste Nutzhöhe bei Rippendecken auf 2 Stützen $^1/_{20}$ l, bei durchlaufenden Rippendecken $^1/_{25}$ l.

Die Berechnung kreuzweise bewehrter Platten ist durch die Arbeiten von Marcus und

Abb. 11.

Lewe auf eine neue Basis gestellt worden. Das Verfahren der alten Vorschriften hat zwei Mängel. Es berücksichtigt nicht den Einfluß verschiedener Auflagerbedingungen der Ränder eines Feldes, ferner nicht die Drillungsmomente. Das alte Verfahren liefert viel zu große Feldmomente und ist deshalb nicht aufrecht zu erhalten. In dankenswerter Weise hat Herr Dr. Marcus für die in der Praxis vorkommenden Fälle Näherungsformeln angegeben, die ein sehr brauchbares Rechnungsverfahren enthalten (Bauing. 1924, Heft 20/21). Auf diese Arbeit ist in den neuen Vorschriften verwiesen. Für 2 Fälle sind die Marcusschen Formeln in den Vorschriften enthalten, und zwar für die allseitig frei aufliegende und für die allseitig fest eingespannte Platte. Für allseitig freie Auflagerung mit Sicherung der Ecken gegen Abheben gelten die folgenden Beziehungen (Abb. 12).

Abb. 12.

$$p_x = p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad \ldots\ldots (8$$

$$p_y = p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$M_x = \frac{1}{8} p_x l_x^2 v_a \quad \ldots\ldots (9$$

$$M_y = \frac{1}{8} p_y l_y^2 v_a \quad \ldots\ldots (10$$

$$v_a = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \quad \ldots (11$$

Nach dem alten Verfahren ist das größte Feldmoment bei quadratischer Platte:

$$M_{max} = 0{,}0625\ p\, l^2,$$

nach dem neuen Verfahren:

$$M_{max} = 0{,}0364\ p\, l^2$$

Damit eröffnen sich für die Anwendung kreuzweise bewehrter Deckenplatten wirtschaftlich günstige Aussichten.

Pilzdecken (§ 14, 9 und § 17, III).

Dem dringenden Wunsche der Praxis nach Regelung der Pilzdeckenfrage ist Rechnung getragen worden. Die diesbezüglichen Bestimmungen rühren im wesentlichen von Herrn Dr. Marcus her, der ja zu den besten Kennern dieses Gebietes gehört und der über wertvolle eigene Bauerfahrungen verfügt. Es gelten folgende Mindestmaße:

Säulenstärke $s_{min} = \frac{1}{20} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}$, 30 cm, $^1/_{15}$ Stockwerkshöhe,

Deckenstärke $d_{min} = \frac{1}{32} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}$, 15 cm bei Decken,

$d_{min} = \frac{1}{40} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}$, 15 cm bei Dächern.

Pilzkopfgröße nach Abb. 13–15.

Die Pilzdecken können durch zwei Scharen von Längs- und Querbalken ersetzt werden, die als durchlaufende

Abb. 13. Abb. 14. Abb. 15.

Träger oder Rahmen ebenso zu behandeln sind, als ob sie längs der Stützenfluchten auf stetigen Unterlagen aufruhten und die in jeder Richtung für die volle Belastung in ungünstigster Stellung berechnet werden müssen (Abb. 16).

Abb. 16.

Die stellvertetenden Balken haben die Stützweiten l_x und die Querschnittsbreite b = l_y (bzw. Stützweite l_y und die Breite l_x). Die Deckenstärke d ist die Querschnittshöhe. Die Untersuchung des stellvertretenden Balkens oder Rahmens liefert unter Annahme ungünstigster Lastenstellung Größtwerte der Feldmomente und der Stützenmomente. Um diese Größtmomente aufzuteilen, wird der untersuchte Streifen ∥ x von der Tiefe l_y zerlegt in einen mittleren Feldstreifen von der Tiefe $\frac{1}{2} l_y$ und in zwei halbe Gurtstreifen, je $\frac{1}{4} l_y$ tief. Die Gurtstreifen erhalten einen größeren Momentenanteil als der mittlere Feldstreifen. Die Verteilung geschieht in folgendem Verhältnis:

	halber Gurtstreifen	Feldstreifen	halber Gurtstreifen
Feldmoment . . .	0,3	0,4	0,3 M_{max}
Stützenmoment . .	0,4	0,2	0,4 M_{max}

Für den Sonderfall gleicher oder höchstens 20 vH ungleicher Feldweiten gelten die in Abb. 16 eingeschriebenen Momente, die immer auf den Feldstreifen oder auf beide halben Gurtstreifen bezogen sind. Die eingeschriebenen Momente verteilen sich also auf die Tiefe $\frac{1}{2} l_y$.

Zur Ermittlung der Momente in den biegungsfest angeschlossenen Säulen wird das Stützenmoment der Decke zu $\frac{l_x^2 l_y}{12}$ p geschätzt. Dieses Deckenstützenmoment muß mit den Eckmomenten der drei anstoßenden Stäbe (unbe-

lastetes Deckenfeld, untere Säule, obere Säule) im Gleichgewicht sein. Mit einigen vereinfachenden Annahmen ergibt sich folgende Verteilung:

Abb. 17.

Moment am Fuß der oberen Säule:

$$M_o = \frac{1}{12} l_y l_x^2 p \frac{c_o}{c_o + 1 + c_u} \quad \ldots\ldots (12$$

Moment am Kopf der unteren Säule:

$$M_u = -\frac{1}{12} l_y l_x^2 p \frac{c_u}{c_o + 1 + c_u} \quad \ldots\ldots (13$$

$$c_o = \frac{l J_o}{h_o J_d} \quad \ldots\ldots (14$$

$$c_u = \frac{l J_u}{h_u J_d} \quad \ldots\ldots (15$$

Balken.

Nach § 14, 10 sind in Balken und Plattenbalken immer Bügel anzuordnen (bisher nur in Plattenbalken). Einbetonierte Schienen, die zur Aufnahme von Transmissionen dienen, dürfen bis zu 50 vH ihres Querschnittes dem statisch erforderlichen F_e zugerechnet werden (§ 18, 3).

Abb. 18.

Negative Feldmomente werden bestimmt für $^2/_3$ der veränderlichen Last in den beiden Nachbarfeldern, womit den Torsionswiderständen der Säulen und Hauptbalken teilweise Rechnung getragen wurde (Abb. 18). Bei gleichen Feldweiten angenähert (§ 17, IIa):

$$M_{min} = \frac{1}{24} l^2 \left(g - \frac{2}{3} p\right) \quad \ldots\ldots (16$$

Die Querkräfte, die zur Schubspannungsberechnung maßgebend sind, dürfen bei Hochbauten mit vorwiegend ruhenden

Bisher: 16 d, 8 b_0 — 6 d, 3 b_0

Abb. 19. Abb. 20.

Lasten für Vollbelastung aller Felder bestimmt werden. Ebenso genügt Annahme der Vollbelastung bei Balken auf zwei Stützen (§ 17, 12).

Kontinuitätszuschläge kommen in Wegfall bei Bestimmung der Stützkräfte durchlaufender Balken, die Hauptbalken oder Säulen belasten (§ 17, 13).

Die zulässige Plattenbreite der Plattenbalken hat eine neue Regelung erfahren. b_{max} ist:

Jetzt:	Bisher:
Abstand der Feldmitten	Abstand der Feldmitten
halbe Balkenstützweite	—
$b_1 + 12\,d$	$16\,d$
$b_0 + 18\,d$	$8\,b_0$
	$4\,d_0$
desgl. für einseitige Plattenbalken:	
Viertel der Balkenstützweite	$6\,d$
$b_1 + 4{,}5\,d$	$3\,b_0$
$b_0 + 7{,}5\,d$	$1{,}5\,d_0$

(§ 17, 14, vgl. Abb. 19, 20). Die neue Regelung enthält eine Prämie für Anordnung von Auflagerverstärkungen, die nicht flacher als 1:3 und nicht breiter als 3 d sein dürfen.

Rahmen.

Bei Berechnung von Rahmen, besonders Stockwerksrahmen, werden die Momente sehr erheblich beeinflußt von dem Verhältnis der Trägheitsmomente der einzelnen Rahmenstäbe. Es ist deshalb nötig, für das J der Plattenbalkenquerschnitte einen vernünftigen Mittelwert zu wählen. Dies bezweckt die Vorschrift, für Rippenbalken bei Bestimmung des Trägheitsmomentes die wirksame Plattenbreite zu wählen:

$$b = b_1 + 6\,d \quad \ldots\ldots (17$$

Man darf angenähert setzen:

$$J = \frac{1}{3} \cdot \frac{b\,d_0^2}{12} \quad \ldots\ldots (18$$

Für die Randsäulen darf, falls keine genauere Rahmenrechnung angestellt wird, das folgende Näherungsverfahren gewählt werden:

$$M_o = -\frac{1}{12} q\, l^2 \frac{c_o}{c_o + 1 + c_u} \quad \ldots\ldots (19$$

$$M_u = +\frac{1}{12} q\, l^2 \frac{c_u}{c_o + 1 + c_u} \quad \ldots\ldots (20$$

$$c_o = \frac{l J_o}{h_o J_b} \quad \ldots\ldots (21$$

$$c_u = \frac{l J_u}{h_u J_b} \quad \ldots\ldots (22$$

Die zulässigen Beanspruchungen

sind aus Tafel 4 ersichtlich. Es sind 4 Gefahrenklassen a—d gebildet.

Tabelle 4

der zulässigen Beanspruchungen im kg/cm² bei Biegung und Biegung mit Druck.

	W_{28}	a	b	c	d
Handelszement	200	50	40	35	—
Hochwertiger Zement	275	60	50	40	—
Bei Nachweis von	W_{28}	$W_{28}:4{,}5$	$W_{28}:5$	$W_{28}:6$	$W_{28}:7$
höchstens		70	60	50	40
Handelseisen		1200	1200	1000	800
Stahl 48 mit hochwertigem Zement		1500	1500	1250	1000

Schubspannung $\tau = 4$; Haftspannung $\tau_u = 5$; Drehspannung $\tau = 4$.

In Klasse a sind Bauteile oder Bauwerke mit erhöhten Spannungen enthalten.

Es sind dies: Volle Rechteckquerschnitte von mindestens 20 cm Stärke, Stützenquerschnitte von Balken und Plattenbalken, Pilzdecken, Rahmen, Bögen und Stützen (als Teile rahmenartiger Tragwerke, sofern diese ausführlich nach der Rahmentheorie berechnet werden, bei Hochbauten unter Annahme ungünstigster Lastenstellung, bei sonstigen Bauten außerdem unter Berücksichtigung der Wärmewirkung, des Schwindens sowie der Reibungs- und Bremskräfte).

Klasse b umfaßt Bauteile und Bauwerke normaler Art. Platten von mindestens 10 cm Stärke in Hochbauten einschl. Fabriken ohne wesentliche Erschütterungen, Balken, Plattenbalken, exzentrisch belastete Stützen und sonstige Tragwerke, soweit sie nicht unter a fallen.

Klasse c. Platten unter 10 cm Stärke in Hochbauten, Platten beliebiger Stärke bei Straßenbrücken und Durchfahrten sowie in Hochbauten mit starken Erschütterungen.

Klasse d. für Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen. Wenn Brems- und Anfahrkräfte, Wärmeschwankungen und Schwinden berücksichtigt werden, erhöhen sich die Spannungen von Klasse d um 30 vH.

Die Stoßkoeffizienten sind in Wegfall gekommen.

Bei exzentrischem Druck ist wie bisher:

$$\sigma = \frac{N}{F_i} + \frac{M}{W} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (23$$

Diese Formel darf für den vollen Querschnitt angewandt werden, solange kein größerer Zug als $\frac{1}{5}\,\sigma_{bd}$ auftritt (bisher $\sigma_{bz} = 5$ kg/cm²). Diese Bestimmung darf indessen nicht so gedeutet werden, als ob im Eisenbetonbau allgemein $\sigma_{bz} = \frac{1}{5}\,\sigma_{bd}$ zugelassen sei. Der allgemeine Grundsatz — keine Zugspannung im Beton, alle Zugspannungen dem Eisen — bleibt mit aller Schärfe aufrechterhalten. Eigentlich müßte daher bei jedem Querschnitte, bei dem die Längskraft außerhalb des Kernes angreift, die umständliche Spannungsrechnung mit Ausschluß des Betons der Zugzone durchgeführt werden. Bei kleinen Überschreitungen der Kerngrenze unterscheiden sich indessen die Randspannungen σ_{bd} nach beiden Verfahren (einmal voller Querschnitt einschl. Betonzugzone im Gegensatz zum Querschnitt unter Ausschluß der Betonzugzone) so wenig, daß die mühsamere genauere Rechnung nicht lohnt. In diesen Fällen darf die Formel $\sigma = \frac{N}{F_i} + \frac{M}{W}$ für den gedrückten Querschnittsrand als Näherungsformel verwendet werden, und zwar so lange, als das scheinbare $\sigma_{bz} \leq \frac{1}{5}\,\sigma_{zd}$, ohne daß damit grundsätzlich ein σ_{bz} zugelassen werden soll.

Besitzen exzentrisch gedrückte Stäbe einen größeren Schlankheitsgrad als $l : s = 15$ bei gewöhnlicher Bewehrung bezw. $l : s = 13$ bei umschnürten Stäben, so gilt die Formel:

$$\sigma = \frac{\omega N}{F_i} \pm \frac{M}{W} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (24$$

ω hat die in Tabelle 1 angegebene Größe.

Die neuen Vorschriften bringen bezüglich der zulässigen Beanspruchungen folgende Klärungen bezw. Änderungen:

1. Die höhere Spannung $\sigma_b = 50$ kg/cm² wird allen Balkenquerschnitten zuerkannt, die negativen Momenten unterworfen sind, ferner allen vollen Rechteckquerschnitten von mindestens 20 cm Stärke. Dies ist wertvoll auch für Eisenbetonbauteile, die als Werkstück hergestellt und dann verlegt werden. Diese höhere Spannung σ_b führt zu geringerer Höhe und damit zu geringerem Gewicht.

2. Die erhöhte Spannung σ_b wird Rahmentragwerken des Hochbaues zugestanden, wenn sie für ungünstige Lastenstellung nach der Rahmentheorie untersucht werden, ohne daß Wärmewirkung und Schwinden berücksichtigt zu werden brauchen. Hierdurch ist ein starker Anreiz gegeben, Unterzüge und Säulen des Hochbaues als Stockwerkrahmen zu behandeln.

3. Bei Straßenbrücken sind nur die Platten nach den herabgesetzten Spannungen (35/1000 der Klasse c) zu bemessen, während Haupt- und Nebenbalken in Klasse b gehören und für die normalen Spannungen 40/1200 zu dimensionieren sind.

4. Die Forderung der alten Bestimmungen, daß bei Balken unter Eisenbahngleisen $\sigma_{bz} \leq 24$ kg/cm² bleiben muß und daß diese Spannung nachgewiesen werden muß, wurde fallen gelassen, weil an ausgeführten Bauwerken erkannt worden ist, daß diese Spannung allein keinen Maßstab für die Rißsicherheit abgibt.

5. Für Platten und Plattenbalken von Brücken muß die Schubsicherung auf den ganzen Balken erstreckt werden, also auch auf den Teil des Balkens, bei dem die Schubspannung kleiner ist als $\tau = 4$ kg/cm².

6. Die Haftspannung ist von 4,5 auf 5 kg/cm² erhöht worden.

Steineisendecken.

Hand in Hand mit den Eisenbetonbestimmungen gehen die Bestimmungen über Steineisendecken. Man versteht darunter bewehrte Decken, bei denen die Steineinlagen zur Spannungsübertragung mit herangezogen werden; sie brauchen nicht unbedingt eine durchgehende Betondruckschicht zu besitzen. Ist eine solche vorhanden, so muß sie mindestens 3 cm betragen und darf nicht stärker sein als 5 cm. Geringste Nutzhöhe $^1/_{27}$ der Stützweite; größte zulässige Stützweite darf höchstens 6,50 m betragen. Als größte Randspannungen in Hochbauten sind zugelassen

für die Steine $^1/_7$ ihrer Druckfestigkeit	=	36	kg/cm²
für den Beton der Druckschicht	σ_b =	36	,,
für das Eisen der Zugzone	σ_e =	1200	,,

$n = 15$.

Die Momente für solche Decken stimmen im wesentlichen mit den entsprechenden für Eisenbetonplatten überein (vgl. Abb. 21). E bedeutet Endfeld, I Innenfeld. Werden Steineisendecken als durchlaufende Platten in Verbindung mit Eisenbetonunterzügen ausgeführt, wie in Abb. 22 angedeutet, so müssen die Platten zu beiden Seiten des Unterzuges bis zu $^1/_6\ l$ aus vollem Beton ohne Einlagen bestehen.

Abb. 21.

Man kann aus der Fülle der mitgeteilten Einzelheiten einige Leitmotive herausschälen, die die Neuregelung entscheidend beeinflussen. Ich sehe sie in folgenden Gesichtspunkten:

1. Es wird der Tatsache Rechnung getragen, daß sich infolge der biegungsfesten Zusammenhänge aller Einzelteile eines Eisenbetontragwerkes die Kontinuität durchlaufender Platten und Balken nicht in dem vollen Ausmaße wie bei gelenkiger Lagerung auf Schneiden auswirken kann. Deshalb Abminderung der negativen Feldmomente bei ungünstiger Lastenstellung.

Abb. 22.

2. Vereinfachung des Rechnungswerkes durch Beseitigung der Kontinuitätszuschläge bei Bestimmung der Stützkräfte durchlaufender Platten und Balken.

3. Belohnung für Ausführung von Auflagerschrägen bei Deckenplatten durch Gewährung kleinerer Feldmomente.

4. Belohnung für einwandfreie Berechnung durch höhere Beanspruchungen, insbesondere bei Rahmenrechnungen.

Welche Wirkungen dürfen wir von den neuen Bestimmungen erhoffen?

Mir persönlich will es scheinen, als ob in dem verflossenen Jahrzehnt unsere Liebe zum durchlaufenden Träger etwas zu intensiv gewesen wäre. Hier kann etwas Abkühlung kein Fehler sein, wenn wir dafür mehr als bisher versuchen, die Rahmenwirkung mehrgeschossiger Hochbauten rechnerisch und konstruktiv zu erfassen. Einfache Verfahren dazu stehen zur Verfügung. Der Weg in dieser Richtung wird von den neuen Vorschriften bewußt begünstigt. Ich glaube ferner, daß eine ausgedehntere Anwendung kreuzweise bewehrter Platten den konstruktiven Wert unserer Bauwerke zu erhöhen geeignet ist. Auch hierzu geben die neuen Bestimmungen wirtschaftlichen Anreiz.

Nicht wünschen möchte ich, daß mit dem Erscheinen der neuen Bestimmungen eine Pilzdeckenepidemie ausgelöst wird. Die Pilzdecke stellt gewiß eine sehr schätzenswerte Bereicherung der konstruktiven Möglichkeiten dar. Man wende sie aber mit Vorsicht und nur am geeigneten Platze an. Endlich darf erwartet werden, daß wir mehr und mehr zur Anwendung hochwertiger Baustoffe kommen werden.

So möchte ich wünschen, daß der deutsche Eisenbetonbau mit den neuen Bestimmungen einen weiteren kräftigen Schritt nach vorwärts tut und daß in der beginnenden Periode der Schwerpunkt weniger in Finessen des Rechnungswerkes als in der Vollendung der konstruktiven Durchbildung der Bauwerke gesucht und gefunden wird.

DIE BERECHNUNG VON STOCKWERKRAHMEN[1].

Von Paul P.-Santo Rini, Ingenieur, Direktor der „Société Anonyme d'Etudes et d'Entreprises", Athen.

§ 1. Allgemeines.

Gegeben sei ein Rahmenwerk, bestehend aus zwei an den Fußenden eingespannten, lotrechten Ständern, welche durch n wagerechte, mit diesen verspannte Riegel verbunden sind (Abb. 1).

Das Rahmenwerk ist für beliebigen äußeren Lastangriff zu berechnen.

Da das Stabgebilde innerlich 3 n-fach statisch unbestimmt ist, wählen wir zunächst als Unbekannte die inneren, in den lotrechten Schnittflächen der Riegelmitte wirkenden n Querkräfte Y, die n Riegellängskräfte X und die n auf die Schwerpunkte der Querschnittsflächen bezogenen Biegungsmomente Z. Im Verlauf der Untersuchung werden wir aber die beiden letzten Gruppen der Unbekannten durch

Abb. 1.

Abb. 2.

die 2 n unmittelbar über und unter jedem Riegelanschluß auftretenden Ständermomente M′ bzw. M″ ersetzen.

Zur Erlangung einfacher Endergebnisse soll, wie gegenwärtig allgemein üblich, der Verformungseinfluß der Längsbzw. Querkräfte vernachlässigt werden. Die Verschiedenheit der Trägheitsmomente der einzelnen Rahmenstäbe kann hingegen durchweg Berücksichtigung finden.

Zur Bestimmung der 3 n Unbekannten sind 3 n Beziehungen unter denselben erforderlich.

Betrachten wir nun ein durch den s^{en} und den $(s+1)^{\text{ten}}$ Riegel festgelegtes Rahmenfeld, so müssen die Verschiebungen und die Verdrehung der Querschnittsebene in D in bezug auf die als feststehend gedachte Querschnittsebene in A (oder die relativen Verschiebungen bzw. die Verdrehung) gleich sein den Verschiebungen und der Verdrehung der Schnittfläche in D′ in bezug auf die als fest betrachtete Fläche in A′ (Abb. 2).

Da jedes Rahmenfeld auf diese Weise die Aufstellung von 3 Beziehungen ermöglicht, lassen sich somit für das ganze Rahmenwerk die erforderlichen 3 n Gleichungen anschreiben.

Es ist leicht nachzuweisen, daß diese 3 n Beziehungen sich in zwei Gruppen von n und 2 n Beziehungen trennen lassen und daß die erste dieser beiden Gruppen nur die Unbekannten Y enthält, während die zweite Gruppe nur die 2 n verbleibenden Unbekannten aufweist.

Die Aufgabe läßt sich somit entsprechend in zwei Unterabschnitte teilen: die Ermittlung der ersten und der zweiten Gruppe der Unbekannten.

§ 2.

Bestimmung der ersten Gruppe der Unbekannten.

Die n Beziehungen, welche die Ermittlung der Unbekannten Y ermöglichen, können dadurch bestimmt werden, daß für jedes Rahmenfeld die Bedingung zum Ausdruck gebracht wird, wonach die in einem Sinn erfolgende lotrechte Verschiebung der Schnittfläche D in bezug auf A gleich ist der im gleichen Sinn erfolgenden Verschiebung der Schnittfläche D′ in bezug auf die feststehend gedachte Fläche in A′.

Diese Verschiebungen setzen sich aus vier Teilen zusammen, herrührend von der Belastung, von den Kräften Y und X und von den Momenten Z.

Die letzten zwei Beträge betreffend das in Abb. 2 zur Darstellung gebrachte linke Halbfeld sind gleich den entsprechenden zwei Beträgen für die rechte Feldhälfte.

Somit können wir schließen, daß die infolge der Kräfte Y und der Belastung p entstehende lotrechte Verschiebung

$$\Delta_y^l + \Delta_p^l$$

von D in bezug auf A gleich sein muß, der aus den gleichen Kraftursachen herrührenden lotrechten Verschiebung

$$\Delta_y^r + \Delta_p^r$$

von D′ in bezug auf A′.

Wir gelangen somit zur allgemeinen Beziehung:

$$\Delta_y^l + \Delta_p^l = \Delta_y^r + \Delta_p^r,$$

worin l und r Abkürzungen für „links" und „rechts" sind.

Da aber die die rechte Rahmenfeldhälfte beanspruchenden Kräfte Y von umgekehrtem Vorzeichen sind als die gleich

---

[1] Erstmalig 1922 zur Bemessung des Stockwerkrahmens des Fabrikgebäudes „Kronos" in Eleusis (vgl. „Beton und Eisen", 1925, S. 18) verwendet.

namigen Kräfte, welche auf das linke Rahmenhalbfeld einwirken, folgt:

$$\Delta_y^r = -\Delta_y^l,$$

so daß die allgemeine Beziehung die Gestalt annimmt:

$$\Delta_y^l = \frac{1}{2}\left(\Delta_p^r - \Delta_p^l\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1$$

Es ist einleuchtend, daß das erste Glied der Beziehung (1) eine Abhängige nur von Y sein wird, während das zweite Glied mit der als bekannt vorausgesetzten Belastung zusammenhängt.

Um die Beziehung (1) in ausgesprochener Weise auszudrücken, wollen wir uns vorerst mit dem Wert vom Deutbild

$$\Delta_y^l$$

beschäftigen.

Abb. 3.

Abb. 3 stellt im s^{ten} linken Rahmenhalbfeld das Momentenschaubild infolge der Kräfte Y allein dar, wobei für den linken Ständer als positiver Momentensinn der entgegengesetzte Uhrzeigersinn gewählt wurde.

Die Summe der statischen Momente dieser in zum Zeichenblatt lotrechten Ebenen befindlich gedachten Schauflächen in bezug auf die Lotrechte AD entspricht dem Wert von Δ_y^l.

Somit erhält man:

$$\Delta_y^l = \frac{\frac{1}{2}\cdot\frac{l}{2}Y_s\frac{l}{2}\cdot\frac{2}{3}\cdot\frac{l}{2}}{E J_s} + \frac{\frac{l}{2}\cdot\frac{l}{2}H_s\sum_1^s Y}{E J^s_{s+1}} - \frac{\frac{1}{2}\cdot\frac{l}{2}Y_{s+1}\frac{l}{2}\cdot\frac{2}{3}\cdot\frac{l}{2}}{E J_{s+1}}$$

$$= \frac{l^2 H_s}{4 E J^s_{s+1}}\left[\frac{l}{6 H_s}\,\frac{J^s_{s+1}}{J_s}\,Y_s + \sum_1^s Y - \frac{l}{6 H_s}\,\frac{J^s_{s+1}}{J_{s+1}}\,Y_{s+1}\right]$$

worin J_s, J_{s+1} und J^s_{s+1} die Trägheitsmomente der s^{ten} und $(s+1)^{ten}$ Riegel und des von letzteren eingeschlossenen Ständerabschnitts bedeuten.

Somit erscheint die Gleichung (1) in ausgesprochener Weise in Gestalt von:

$$\frac{l}{6 H_s}\,\frac{J^s_{s+1}}{J_s}\,Y_s + \sum_1^s Y - \frac{l}{6 H_s}\,\frac{J^s_{s+1}}{J_{s+1}}\,Y_{s+1} = \frac{2 E J^s_{s+1}}{l^2 H_s}\left(\Delta_p^r - \Delta_p^l\right)_s$$

Setzt man nun:

$$\frac{12 E J^s_{s+1}}{l^2 H_s}\left(\Delta_p^l - \Delta_p^r\right)_s = A_s, \quad \ldots\ldots\ldots (2$$

so folgt:

$$\frac{l}{6 H_s}\,\frac{J^s_{s+1}}{J_{s+1}}\,Y_{s+1} = \frac{l}{6 H_s}\,\frac{J^s_{s+1}}{J_s}\,Y_s + \sum_1^s Y + \frac{A_s}{6}$$

Führt man nun noch die Steifigkeitsbeiwerte ein:

$$\left.\begin{aligned} k''_s &= \frac{H_s}{l}\,\frac{J_s}{J^s_{s+1}} \\ k'_{s+1} &= \frac{H_s}{l}\,\frac{J_{s+1}}{J^s_{s+1}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (3$$

so erhält man endlich:

$$\frac{Y_{s+1}}{k'_{s+1}} = \frac{Y_s}{k''_s} + 6\sum_1^s Y + A_s \quad \ldots\ldots\ldots (4$$

Die Gleichung (4) gestattet die Ermittlung der Y für jede beliebige äußere Belastungsart. Andererseits entspricht jeder Änderung der Belastungsart eine Änderung des Wertes A_s in der Gleichung (4).

Die Anzahl der Gleichungen (4) beträgt n. Die erste dieser Gleichungen enthält nur die zwei Unbekannten Y_1 und Y_2, die folgenden Gleichungen eine Unbekannte mehr.

Obwohl die Auflösung des Gleichungssystems (4) sehr einfach ist, können wir die (4) durch noch einfachere Gleichungen ersetzen.

Zieht man nämlich von dieser Gleichung jene für das $(s-1)^{te}$ Feld ab, so wird:

$$-\frac{Y_{s-1}}{k''_{s-1}} + \left(6 + \frac{1}{k'_s} + \frac{1}{k''_s}\right)Y_s - \frac{Y_{s+1}}{k'_{s+1}} = A_{s-1} - A_s$$

Setzt man nun

$$B_s = A_{s-1} - A_s,$$

so erhält man endlich:

$$-\frac{Y_{s-1}}{k''_{s-1}} + \left(6 + \frac{1}{k'_s} + \frac{1}{k''_s}\right)Y_s - \frac{Y_{s+1}}{k'_{s+1}} = B_s, \quad \ldots (5$$

welches die gesuchte Gleichung darstellt.

Auch die Anzahl der Gleichungen (5) beträgt n.

Die erste derselben:

$$\left(6 + \frac{1}{k''_1}\right)Y_1 - \frac{Y_2}{k'_2} = B_1$$

enthält nur die ersten zwei Unbekannten, und die letzte Gleichung:

$$-\frac{Y_{n-1}}{k''_{n-1}} + \left(6 + \frac{1}{k'_n} + \frac{1}{k''_n}\right)Y_n = B_n$$

enthält ebenfalls nur die zwei letzten Unbekannten, während die zwischenliegenden Gleichungen je drei aufeinanderfolgende Unbekannte aufweisen.

Setzen wir nun:

$$\left.\begin{aligned} B_{1,1} &= 6 + \frac{1}{k''_1} \\ B_{2,2} &= 6 + \frac{1}{k'_2} + \frac{1}{k''_2} \\ B_{3,3} &= 6 + \frac{1}{k'_3} + \frac{1}{k''_3} \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (6$$

$$\left.\begin{aligned} B_{1,2} &= -\frac{1}{k'_2} \\ B_{2,1} &= -\frac{1}{k''_1} \\ B_{2,3} &= -\frac{1}{k'_3} \\ B_{3,2} &= -\frac{1}{k''_2} \\ &\ldots\ldots \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (7$$

so nimmt das Gefüge der Auflösungsgleichungen die Gestalt an:

$$\left.\begin{aligned} B_{1,1}\,Y_1 + B_{1,2}\,Y_2 &= B_1 \\ B_{2,1}\,Y_1 + B_{2,2}\,Y_2 + B_{2,3}\,Y_3 &= B_2 \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ B_{n,n-1}\,Y_{n-1} + B_{n,n}\,Y_n &= B_n \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (8$$

Obwohl nun die Auflösung eines solchen Gleichungssystems durch Substitution sehr einfach ist, können wir auch unmittelbar den Wert jeder Unbekannten Y anschreiben.

und zwar mit Hilfe von zwei Reihen δ und ε, deren Glieder derart bestimmt werden, daß sein muß:

δ - Reihe

$$\begin{cases} \delta_0 = 1 \\ \delta_1 = -\dfrac{B_{n,n}}{B_{n-1,n}} \\ \delta_2 = -\dfrac{B_{n-1,n-1}}{B_{n-2,n-1}}\,\delta_1 - \dfrac{B_{n,n-1}}{B_{n-2,n-1}}\,\delta_0 \\ \dots\dots\dots\dots \\ \delta_{n-1} = -\dfrac{B_{2,2}}{B_{1,2}}\,\delta_{n-2} - \dfrac{B_{3,2}}{B_{1,2}}\,\delta_{n-3} \end{cases}$$

ε - Reihe

$$\begin{cases} \varepsilon_0 = 1 \\ \varepsilon_1 = -\dfrac{B_{1,1}}{B_{2,1}} \\ \varepsilon_2 = -\dfrac{B_{2,2}}{B_{3,2}}\,\varepsilon_1 - \dfrac{B_{1,2}}{B_{3,2}}\,\varepsilon_0 \\ \dots\dots\dots\dots \\ \varepsilon_{n-1} = -\dfrac{B_{n-1,n-1}}{B_{n,n-1}}\,\varepsilon_{n-2} - \dfrac{B_{n-2,n-1}}{B_{n,n-1}}\,\varepsilon_{n-3} \end{cases}$$

Es ist nun leicht nachzuweisen, daß für eine Unbekannte Y von der beliebigen Ordnungszahl h diese zwei Reihen den Wert liefern:

$$Y_h = \frac{\delta_{n-h} \sum\limits_{i=1}^{i=h} B_i\, \varepsilon_{i-1} + \varepsilon_{h-1} \sum\limits_{i=h+1}^{i=n} B_i\, \delta_{n-i}}{B_{h-1,h}\, \varepsilon_{h-2}\, \delta_{n-h} + B_{h,h}\, \varepsilon_{h-1}\, \delta_{n-h} + B_{h+1,h}\, \varepsilon_{h-1}\, \delta_{n-h-1}} \quad \dots (9$$

Ferner ist es zweckmäßig darauf hinzuweisen, daß die beiden Reihen δ und ε von der Belastungsart vollkommen unabhängig, somit für jede Rahmenform nur **einmal** zu berechnen sind.

Um nun die Y vollständig ermitteln zu können, bleibt noch die Festlegung des Wertes des Belastungsgliedes

$$B_s = A_{s-1} - A_s \quad \dots\dots\dots (10$$

der Gleichung (5) zu erledigen.

Vorerst ist zu bemerken, daß für eine zur lotrechten Verbindungsgeraden aller Riegelmitten symmetrische äußere Belastung wird:

$$A_s = 0$$
$$B_s = 0$$

Da somit die rechten Seiten der Gleichungen (5) verschwinden, folgt für einen solchen Belastungsfall auch, daß alle Y gleich Null werden.

Abb. 4.

Abb. 5.

Zur unsymmetrischen Belastungsart zurückkehrend, wollen wir nun beispielsweise annehmen, daß das Rahmenwerk am linken Ständer durch wagerechte Einzelkräfte P belastet ist (Abb. 4).

Bezeichnen wir mit M_s und mit M_{s+1} die Summe der Momente der Kräfte P in bezug auf C und B, so stellt die Abb. 5 das Schaubild der Momente im s^{ten} Rahmenfeld dar.

Nimmt man nun das in senkrechter Ebene befindliche statische Moment dieser Momentenschaufläche in bezug auf die Lotrechte AD, so erhält man:

$$\Delta_p^l = \frac{1}{2}\,(M_s + M_{s+1})\, \frac{H_s\, l}{2\, E\, J_{s+1}^s}.$$

Da andererseits der rechte Ständer keiner Belastung unterworfen ist, können wir schreiben:

$$\Delta_p^r = 0.$$

Setzt man diese Werte in (2) ein, so folgt:

$$A_s = \frac{3}{l}\,(M_s + M_{s+1})$$

und in entsprechender Weise:

$$A_{s-1} = \frac{3}{l}\,(M_{s-1} + M_s).$$

Diese Werte in (10) eingesetzt, lassen das gewünschte Ergebnis erkennen:

$$B_s = 3\, \frac{M_{s-1} - M_{s+1}}{l},$$

womit auch die Ermittlung sämtlicher Y-Werte nach Gleichung (9) für eine beliebige Anzahl gleichzeitig in den Knotenpunkten angreifender, wagerechter Einzellasten in einfachster und schnellster Weise ermöglicht wird.

Wir wollen hier noch einen weiteren Fall untersuchen, und zwar die unsymmetrische Belastung einer beliebigen Anzahl Riegel durch je über die beiden Balkenhälften gleichmäßig verteilte, unter sich jedoch ungleiche, Nutzlasten (Abb. 6).

Wie bereits früher erwähnt, sind die δ- und ε-Reihen von der Belastungsart vollkommen unabhängig, so daß unsere Untersuchung lediglich die Ermittlung von B_s zu betreffen hat.

Abb. 6.

Abb. 7.

Auch hier greifen wir das s^{te} Rahmenfeld heraus: der s^{te} Riegel sei auf der linken Hälfte durch p_s^l und auf der rechten Hälfte durch p_s^r belastet. Für das s^{te} Rahmenhalbfeld wird somit das Momentenschaubild der Abb. 7 entsprechen.

Die Summe der statischen Momente der Momentenschauflächen in bezug auf die Lotrechte AD führt zum Wert von Δ_p^l, und zwar:

$$\Delta_p^l = -\frac{\frac{1}{3} p_s^l \frac{l^2}{8} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{2}}{E J_s} - \frac{\frac{l^2}{8} H_s \frac{1}{2} \sum_1^s p^l}{E J_{s+1}^s} + \frac{\frac{1}{3} p_{s+1}^l \frac{l^2}{8} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{2}}{E J_{s+1}}$$

$$= \frac{l^3 H_s}{128 E J_{s+1}^s} \left(-p_s^l \frac{1}{k_s''} - 8 \sum_1^s p^l + p_{s+1}^l \frac{1}{k_{s+1}'} \right)$$

In entsprechender Weise wird:

$$\Delta_p^r = \frac{l^3 H_s}{128 E J_{s+1}^s} \left(-p_s^r \frac{1}{k_s''} - 8 \sum_1^s p^r + p_{s+1}^r \frac{1}{k_{s+1}'} \right)$$

Diese Werte in (2) eingesetzt und mit

$$\pi_s = p_s^l - p_s^r$$

ergeben:

$$A_s = \frac{3 l}{32} \left(\frac{\pi_{s+1}}{k_{s+1}'} - \frac{\pi_s}{k_s''} - 8 \sum_1^s \pi \right)$$

und in entsprechender Weise:

$$A_{s-1} = \frac{3 l}{32} \left(\frac{\pi_s}{k_s'} - \frac{\pi_{s-1}}{k_{s-1}'} - 8 \sum_1^{s-1} \pi \right)$$

wodurch sich nach Gleichung (10) ergibt:

$$B_s = \frac{3 l}{32} \left[-\frac{\pi_{s-1}}{k_{s-1}''} + \pi_s \left(8 + \frac{1}{k_s'} + \frac{1}{k_s''} \right) - \frac{\pi_{s+1}}{k_{s+1}'} \right]$$

Damit ist auch erwiesen, daß die Y einzig Abhängige sind der Unterschiede π der links und rechts auf den Riegelhälften verteilten Belastungen.

Aus diesem Grunde bleiben die Werte Y für jede Änderung der Riegelbelastungen p^l und p^r unverändert, sofern nur die Unterschiede π dieser Belastungen ihren Wert nicht wechseln.

§ 3.

Bestimmung der zweiten Gruppe der Unbekannten.

a) Symmetrische äußere Belastung.

Für die Ermittlung der X- und Z-Werte werden wir zwei Fälle unterscheiden, je nachdem die äußere Belastung zur Riegelmittellinie symmetrisch ist oder nicht.

Im Falle der symmetrischen Belastung, welcher Fall hier zunächst untersucht wird, ist die wagerechte Verschiebung und die Verdrehung der Riegelmittenschnitte gleich Null.

Abb. 8.

Um aber zu übersichtlicheren Ergebnissen zu gelangen, wollen wir in diesem Falle die Unbekannten X_s und Z_s durch die Momente M_s' und M_s'' ersetzen. M_s' und M_s'' sind, wie eingangs erwähnt, die Ständermomente unmittelbar über und unter dem Anschluß des s^{ten} Riegels.

Für das s^{te} Rahmenhalbfeld gestaltet sich die Momentenschaufläche nach der Abb. 8, worin die Schaulinie KLJ bekannt ist und dem Momentenverlauf des in C und B frei aufgelagerten Ständerabschnitts CB infolge der äußeren Belastung entspricht.

In ähnlicher Weise ist EGF bekannt und entspricht dem halben Schaubild der Momente des frei aufgelagerten Riegels.

Bezeichnen wir nun mit Ω_s die Fläche des halben Schaubildes der Momente des s^{ten} Riegels und mit Ω_{s+1}^s die Fläche des Schaubildes der Momente des zwischen dem s^{ten} und dem $(s+1)^{ten}$ Riegel befindlichen Ständerabschnitts, ferner mit ω_s und mit ω_{s+1}^s die entsprechenden, bekannten Flächen im Falle der freien Auflagerung, so können wir schreiben:

$$\left. \begin{aligned} \Omega_s &= -\left(M_s'' - M_s'\right) \frac{l}{2} + \omega_s \\ \Omega_{s+1}^s &= -\frac{M_s'' + M_{s+1}'}{2} H_s + \omega_{s+1}^s \end{aligned} \right\} \quad \ldots\ldots (\ldots$$

Wenn wir nun die statischen Momente dieser vier Flächen in bezug auf die Achse des s^{ten} bzw. $(s+1)^{ten}$ Riegels durch Über- bzw. durch Unterstreichung der entsprechenden Flächenzeichen erkenntlich machen, so folgt:

$$\left. \begin{aligned} \overline{\Omega}_{s+1}^s &= -H_s \frac{M_s'' + 2 M_{s+1}'}{6} H_s + \overline{\omega}_{s+1}^s \\ \underline{\Omega}_{s+1}^s &= -H_s \frac{2 M_s'' + M_{s+1}'}{6} H_s + \underline{\omega}_{s+1}^s \end{aligned} \right\} \quad \ldots\ldots (\ldots$$

Bringen wir nun die Bedingung zum Ausdruck, wonach die Verdrehung und die wagerechte Verschiebung der Schnittfläche in D in bezug auf die als feststehend betrachtete Schnittfläche in A gleich Null sein soll, so folgt weiter:

$$\frac{\Omega_s}{J_s} + \frac{\Omega_{s+1}^s}{J_{s+1}^s} - \frac{\Omega_{s+1}}{J_{s+1}} = 0$$

$$\frac{\overline{\Omega}_{s+1}^s}{J_{s+1}^s} - \frac{H_s \Omega_{s+1}}{J_{s+1}} = 0$$

Die erste dieser beiden Gleichungen kann durch eine einfachere ersetzt werden. Zieht man nämlich von der mit H vervielfachten ersten Gleichung die zweite ab, so erhält man:

$$\frac{H_s \Omega_s}{J_s} + \frac{H_s \Omega_{s+1}^s}{J_{s+1}^s} - \frac{\overline{\Omega}_{s+1}^s}{J_{s+1}^s} = 0.$$

Da aber: $H_s \Omega_{s+1}^s - \overline{\Omega}_{s+1}^s = \underline{\Omega}_{s+1}^s$,

folgt: $$\frac{H_s \Omega_s}{J_s} + \frac{\underline{\Omega}_{s+1}^s}{J_{s+1}^s} = 0,$$

so daß die beiden symbolischen Gleichungen die Gestalt annehmen:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\underline{\Omega}_{s+1}^s}{J_{s+1}^s} + \frac{H_s \Omega_s}{J_s} &= 0 \\ \frac{\overline{\Omega}_{s+1}^s}{J_{s+1}^s} - \frac{H_s \Omega_{s+1}}{J_{s+1}} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \ldots\ldots\ldots (\ldots$$

Wenn wir nun statt der Zeichen deren Werte (11) und (1… einführen, so erhalten wir:

$$\left. \begin{aligned} -M_s' + M_s''\left(1 + \frac{2}{3} k_s''\right) + M_{s+1}' \frac{k_s''}{3} &= F_{2s-1} \\ M_s'' \frac{k_{s+1}'}{3} + M_{s+1}'\left(1 + \frac{2}{3} k_{s+1}'\right) - M_{s+1}'' &= F_{2s} \end{aligned} \right\} \ldots (\ldots$$

vorin die Belastungsglieder den Wert haben:

$$\left.\begin{aligned} F_{2s-1} &= -\frac{2\,k_s''}{H_s^2}\,\underline{\omega}_{s+1}^{s} - \frac{2\,\omega_s}{l} \\ F_{2s} &= -\frac{2\,k_{s+1}'}{H_s^2}\,\overline{\omega}_{s+1}^{s} + \frac{2\,\omega_{s+1}}{l} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ 15$$

Die 2 n Gleichungen (14) sind die gesuchten n Beziehungen zwischen den 2 n Unbekannten M. Sie gelten immer, einerlei welcher Art auch ie äußere Belastung ist, sofern diese nur sym- ıetrisch zur Riegelmittellinie verläuft. Wechselt ie Belastungsart, so hat dies nur eine Änderung es Wertes der Belastungsglieder (15) zur Folge.

Wie bereits erwähnt, beträgt die Anzahl der Gleichungen 14) 2 n. Die erste dieser Gleichungen:

$$M_1\left(1 + \frac{2}{3}\,k_1''\right) + M_2'\,\frac{k_1''}{3} = F_1$$

nthält nur die zwei ersten Unbekannten M_1 und M_2'.

Die letzte Gleichung:

$$M_n'' + 2\,M_{n+1} = 0$$

nthält ebenfalls nur zwei Unbekannte; die zwischenliegenden Gleichungen enthalten aber je drei auf- inanderfolgende Unbekannte.

Wir können also den Wert der Jnbekannten M wiederum durch An- vendung zweier Reihen, ähnlich wie bei er Ermittlung der Y, bestimmen.

Setzen wir also:

$$\left.\begin{aligned} F_{1,1} &= 1 + \frac{2}{3}\,k_1'' \\ F_{2,2} &= 1 + \frac{2}{3}\,k_2' \\ F_{3,3} &= 1 + \frac{2}{3}\,k_2'' \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots \\ F_{2n-1,\,2n-1} &= 1 + \frac{2}{3}\,k_n'' \\ F_{2n,2n} &= 2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ (16$$

$$\left.\begin{aligned} F_{1,2} &= \frac{k_1''}{3} \\ F_{2,1} &= \frac{k_2'}{3} \\ F_{2,3} &= F_{3,2} = -1 \\ F_{3,4} &= \frac{k_2''}{3} \\ F_{4,3} &= \frac{k_3'}{3} \\ F_{4,5} &= F_{5,4} = -1 \\ F_{5,6} &= \frac{k_3''}{3} \\ &\ldots\ldots\ldots \\ F_{2n-1,\,2n} &= \frac{k_n''}{3} \\ F_{2n,\,2n-1} &= 1 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ (17$$

o können wir wiederum die verschiedenen Glieder der zwei Reihen β und γ derart bestimmen, daß:

$$\beta\text{-Reihe}\left\{\begin{aligned} \beta_0 &= 1 \\ \beta_1 &= -\frac{F_{2n,\,2n}}{F_{2n-1,\,2n}} \\ \beta_2 &= -\frac{F_{2n-1,\,2n-1}}{F_{2n-2,\,2n-1}}\,\beta_1 - \frac{F_{2n,\,2n-1}}{F_{2n-2,\,2n-1}}\,\beta_0 \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ \beta_{2n-1} &= -\frac{F_{2,2}}{F_{1,2}}\,\beta_{2n-2} - \frac{F_{3,2}}{F_{1,2}}\,\beta_{2n-3} \end{aligned}\right.$$

$$\gamma\text{-Reihe}\left\{\begin{aligned} \gamma_0 &= 1 \\ \gamma_1 &= -\frac{F_{1,1}}{F_{2,1}} \\ \gamma_2 &= -\frac{F_{2,2}}{F_{3,2}}\,\gamma_1 - \frac{F_{1,2}}{F_{3,2}}\,\gamma_0 \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ \gamma_{2n-1} &= -\frac{F_{2n-1,\,2n-1}}{F_{2n,\,2n-1}}\,\gamma_{2n-2} - \frac{F_{2n-2,\,2n-1}}{F_{2n,\,2n-1}}\,\gamma_{2n-1} \end{aligned}\right.$$

Es ist dann leicht nachzuweisen, daß für eine beliebige Unbekannte M_h, und zwar einerlei, ob es sich dabei um ein M' oder um ein M'' handelt, immer die Formel gilt:

$$M_h = \frac{\beta_{2n-h}\sum\limits_{i=1}^{i=h} F_i\,\gamma_{i-1} + \gamma_{h-1}\sum\limits_{i=h+1}^{i=2n} F_i\,\beta_{2n-i}}{F_{h-1,\,h}\,\gamma_{h-2}\,\beta_{2n-h} + F_{h,\,h}\,\gamma_{h-1}\,\beta_{2n-h} + F_{h+1,\,h}\,\gamma_{h-1}\,\beta_{2n-h-1}} \quad \ldots\ (18$$

Auch hier ist als wichtiger Umstand zu betonen, daß die beiden β- und γ-Reihen von der Belastung unabhängig sind. Sobald diese Reihen einmal berechnet sind, gelten sie, welcher Art auch die symmetrische Belastung des Stockwerkrahmens sei.

Um die Benutzung der Formel (18) zu erleichtern, wollen wir hier noch einige Angaben machen über die Auswertung der Belastungsglieder (15).

Wir untersuchen als erste Belastungsart den Fall einer gleichmäßig verteilten Belastung sämtlicher Riegel (etwa als Eigengewicht gedacht), so daß die Ständer durch keinen äußeren Kraftangriff beansprucht sind (Abb. 9).

Bezeichnen wir mit g_s die auf dem s^{ten} Riegel gleichmäßig verteilte Last je Längeneinheit, dann folgt:

$$\begin{aligned} \omega_{s+1}^{s} &= 0 \\ \overline{\omega}_{s+1}^{s} &= 0 \\ \underline{\omega}_{s+1}^{s} &= 0 \\ \omega_s &= \frac{2}{3}\cdot\frac{l}{2}\,g_s\,\frac{l^2}{8} = g_s\,\frac{l^3}{24} \\ \omega_{s+1} &= g_{s+1}\,\frac{l^3}{24} \end{aligned}$$

Diese Werte in (15) eingesetzt ergeben:

$$\begin{aligned} F_{2s-1} &= -\,g_s\,\frac{l^2}{12} \\ F_{2s} &= +\,g_{s+1}\,\frac{l^2}{12} \end{aligned}$$

Abb. 9.

womit das unmittelbare Anschreiben der Unbekannten nach (18) ermöglicht ist.

Als weiteres Beispiel sei der Fall der symmetrischen Belastung der Ständer durch in den Knotenpunkten angreifende, wagerechte Einzellasten (Abb. 10) untersucht.

Es ist dann für alle Riegel:

$$\omega_s = 0$$
$$\omega^s_{s+1} = 0$$
$$\overline{\omega}^s_{s+1} = 0$$
$$\underline{\omega}^s_{s+1} = 0$$

Die Belastungsglieder werden hier sämtlich Null, es folgt dann auch:

$$M'_s = M''_s = 0.$$

Da nun alle Momente verschwinden, werden auch alle Z gleich Null, während die X den entsprechenden P gleich sein werden (Abb. 11).

Als letztes Beispiel untersuchen wir den Fall einer wagerechten, gleichförmig verteilten Belastung der Ständer (Abb. 12).

Bezeichnen wir mit w_s die Einheitsbelastung nach obiger Abbildung, so folgt:

$$\omega_s = 0$$
$$\omega_{s+1} = 0$$
$$\omega^s_{s+1} = w_s \frac{H_s^3}{12}$$
$$\overline{\omega}^s_{s+1} = \underline{\omega}^s_{s+1} = w_s \frac{H_s^4}{24}$$

Somit erhält man aus (15) die Werte:

$$F_{2s-1} = - w_s \frac{H_s^2}{12} k''_s$$
$$F_{2s} = - w_s \frac{H_s^2}{12} k'_{s+1}$$

Abb. 10.

Abb. 11.

Abb. 12.

b) Unsymmetrische Belastung.

Um die Unbekannten X und Z im Falle unsymmetrischer äußerer Belastung zu ermitteln, kann man wie folgt verfahren: Wir stellen symmetrische Belastung dadurch her, daß wir die Belastung verdoppeln. Diese Verdoppelung erfolgt in der Weise, daß wir auf jede Rahmenhälfte die Last einwirken lassen, die auf das ganze Rahmengebilde entfällt. Ist z. B. die linke Riegelhälfte mit p^l und die rechte Riegelhälfte mit p^r belastet, so stellen wir eine Belastung $p^l + p^r$ über den ganzen Riegel her.

Es entsteht dadurch ein symmetrischer Belastungs[zu]stand.

Wir haben bereits im § 3a gesehen, daß für diesen Fa[ll] alle X ihren entsprechenden P-Werten gleich sind, währen[d] alle Z verschwinden.

Es läßt sich also folgern, daß für wagerechte, einseitig i[n] den Knotenpunkten angreifende Einzellasten die Riegelläng[s]kräfte den halben äußeren Kräften P gleich sind, während di[e] Momente Z verschwinden.

Es ist einleuchtend, daß diese neue Belastungsart de[n] Wert der Unbekannten X und Z verdoppelt (Grundsatz de[r] Übereinanderlagerung).

Es folgt daraus aber, daß die Berechnung von X und Z im Falle unsymmetrischer Belastung sehr einfach erfolgen kann.

Es genügt, die gegebene Belastung durch Verdoppelung symmetrisch zu gestalten, worauf di[e] Aufgabe nach dem im vorigen Abschnitt ent[]wickelten Verfahren gelöst wird.

Aus den derart erhaltenen Werten von M' und M'' kan[n] man X und Z bestimmen, wobei diese Werte durch 2 zu teile[n] sind, um dem gegebenen unsymmetrischen Belastungszustan[d] zu entsprechen.

Als Beispiel betrachten wir den Fall der nur in den linke[n] Knotenpunkten wirkenden wagerechten Einzellasten P_s.

Die Belastung wird verdoppelt, indem wir uns gleich große, jedoch entgegengesetzt wirkende Einzelkräfte P_s am rechten Ständer denken.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zuschrift zu der Berechnung der Pilzdecken nach der Theorie und den Tabellen von Dr. Lewe.

Zu der Schrift von Dr. Lewe „Die strenge Lösung des Pilzdeckenproblems", Berlin 1922, soll folgendes kurz bemerkt werden:

Auf Seite 7 wird die Anwendung der Tabellen an Zahlenbeispielen erörtert. Dabei sind einige Fehler unterlaufen:

1. Bei Streifenbelastung ist das Moment in Feldmitte (bei unendlicher Ausdehnung der Decke und gleichmäßiger Stützenteilung) in der X- und in der Y-Richtung verschieden. Es darf also nicht heißen:

$$M_x = M_y = \ldots\ldots,$$

sondern:
$$M_x = 1000 \cdot 3{,}0^2 \left(0{,}3048 + \frac{1}{5} \cdot 0{,}054\,84\right)$$

und
$$M_y = 1000 \cdot 3{,}0^2 \left(0{,}054\,84 + \frac{1}{5} \cdot 0{,}3048\right)$$

2. Für den gleichen Lastfall wird M_x ($\zeta = 1$; $\eta = 0$), also das Moment in Gurtmitte parallel zur Stützenverbindungslinie, bestimmt. Dabei ist die Krümmung in der Y-Richtung, $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$, nicht richtig bestimmt. Es muß heißen:

$$M_x = 1000 \cdot 3{,}0^2 \left(0{,}3626 - \frac{1}{5} \cdot 0{,}058\,69\right)$$

Ferner möchte ich zu der Lösung von Lewe kurz grundsätzlich bemerken:

Lewe entwickelt die Differentialgleichung der ebenen Platte

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) = p\,(x, y)$$

nach Fourierschen Reihen. Dabei erhält er seine Belastungsfunktio[n] dadurch, daß er die Platte außerhalb des Säulenkopfes mit p, inner[]halb des Säulenkopfes gleichmäßig mit $p\left(1 - \frac{1}{\alpha\beta}\right)$ belastet, wobei [α] bzw. β die Verhältniszahlen von Säulenkopfbreite und -länge z[u] Feldbreite und -länge bedeuten. (Wie weit diese Annahme den tat[]sächlichen Verhältnissen nahekommt, soll hier nicht untersuch[t] werden. Vgl. hierzu auch Marcus „Die Theorie elastischer Gewebe" § 31, Seite 247 oben.)

Die Integration führt er mit konstantem $D = \frac{m^2 E\ldots}{m^2 - \ldots}$ über die ganze Platte aus.

Das geht auch aus den Tabellen hervor. Man erhält d[a] allgemein:

$$M_x = q\,a^2 \left(\overline{\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}} + \frac{1}{m} \cdot \overline{\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}}\right),$$

worin $\overline{\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}}$ und $\overline{\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}}$ reduzierte Krümmungen sind.

Darnach erscheinen die Momentenwerte **für bestimmte α- un[d] β-Werte nur abhängig** von der Belastung und den Stützweite[n] **nicht aber** von der Veränderung des Trägheitsmoments über den Stützenkopf.

Dipl.-Ing. A. Mehmel, Karlsruhe i. B.

Vom Oberbau der französischen Nordbahn.

Von einer Studienreise zu den Wiederaufbauarbeiten der durch ·n Weltkrieg außerordentlich mitgenommenen Strecken der Com- ıgnie de Chemins de Fer du Nord bringt der schwedische Zivilingenieur on Matern in Teknisk Tidskrift 1924, Väg- och Vattenbyggnads- onst 6, eine Reihe bedeutsamer Anmerkungen, von denen wir hier

Fläche 59 cm², Trägheitsmoment 1620 cm⁴, Gewicht pro m 46 kg.

Schiene „Standard" von 46 kg/m

Stoß. Ansicht.

Stoß. Querschnitt.

Stoß auf Unterlagsplatten.

Schwellen-schraube.

Abb. 1.

ısbesondere über den Oberbau und dessen Beobachtung einiges wieder- ·eben wollen.

Der Oberbau ist besonders solid. Die große Verkehrsdichte und ie zulässige große Geschwindigkeit bis zu 120 km/St. fordern einen

Abb. 2. Umlegung eines Doppelgleises.

tarken Oberbau. Seit einigen Jahren wendet man bei der Nordbahn ınd den übrigen französischen Eisenbahngesellschaften eine neue Regelform für Schienen, Laschen, Weichen u. a. an.

Die Schiene hat Vignolform und besitzt gewöhnlich ein Gewicht on 46 kg auf den m (Abb. 1). Außer dieser für regelspurige Eisenbahn- nien mit starkem Verkehr vorgesehenen Schienenform gibt es noch leren 3:

Eine von 26 kg/m Gewicht für schmalspurige Bahnen, eine on 36 kg/m Gewicht für regelspurige Bahnen mit schwachem Verkehr ınd eine von 55 kg/m Gewicht für regelspurige Gleise starken Verkehrs n Tunneln.

Diese verschiedenen Formen zeichnen sich durch einen nicht gleichmäßig starken, sondern in der Mitte schwächeren Steg und einen breiten Fuß aus. Die Schienenlänge ist gewöhnlich 18 m. Daneben gibt es auch geringere Schienenlängen von einem Vielfachen von 6 m.

Die große Schienenlänge von 18 m hat eine geringere Anzahl Stöße zur Folge, was einen wesentlichen Vorteil bedeutet; das rollende Material erfährt weniger Stöße, es sind weniger Laschen nötig und die Gleisunterhaltung wird vermindert. Ein Nachteil ist das große Gewicht — 828 kg für die Schiene. Man kommt trotzdem durch und einige Eisenbahngesellschaften in Frankreich haben unter gewissen Verhältnissen sogar mit der Verwendung von 24 m langen Schienen begonnen. Soweit möglich verwendet man mechanische Hilfsmittel zum Heben und Transportieren der Schienen. Abb. 2 gibt ein Bild eines solchen Schienentransports. Das Abladen erfolgt hier mittels Differentialrolle, die auf einem kleinen, in der Querrichtung zum Gleis beweglichen Wagen sich befindet, der an einer am Schienenwagen festgemachten Eisenkonstruktion läuft. Das Abladen geht dabei sehr schnell.

Die Laschen haben 2 Formen, von denen die eine „joint à fourrure" besonderes Interesse auf sich zieht (Abb. 1). Man erzielt hier durch Einführung eines Holzstückes aus Pitchpine eine gewisse Elastizität. Die Schienenenden ruhen in einem winkelförmigen Eisen, wodurch die beiden aneinanderstoßenden Schienen zu besserem Zusammenarbeiten gezwungen sind und die Stöße an Stärke wesentlich verlieren. Das Trägheitsmoment an den Stößen ist sowohl in wagerechter wie in lotrechter Hinsicht größer als bei sonstigen Laschen; vor allem die Seitensteifigkeit ist bedeutend stärker.

Die Franzosen verwenden Föhrenholz für Schwellen nicht mehr. Sie halten das Föhrenholz für allzu weich und es hat nicht die gleiche Dauer wie härtere Holzarten. Man wendet dafür Eiche und manchmal Buche an. Eiche ist unter gegenwärtigen Valutaverhältnissen nicht nennenswert teurer als nordisches Holz. Jede Schwelle bekommt ihre Jahresmarke aus Blei.

Man hat in Frankreich auch Eisenschwellen angewendet, besonders seit man nach dem Friedensschluß 1919 eine große Menge als Reparationslieferung aus Deutschland erhielt. Aber man schätzt sie nicht. Sie seien schwer zu stopfen, rosten stark, haben ungenügendes Gewicht und geringere Elastizität als Holzschwellen. Betonschwellen sind in Frankreich noch nicht nennenswert zur Anwendung gekommen.

Gegen die Wanderung dient ein auf jede Schienenlänge angebrachter arrêt de cheminement, bestehend aus einem an der Schiene befestigten Eisen, das etwa 10 cm unter Schwellenunterkante reicht und an der Schwelle anliegt. Durch ein Flacheisen 60 × 7 mm an jeder Gleisseite ist diese Schwelle mit noch 4 Schwellen verspannt, so daß 5 Schwellen zusammen gegen die Schienenwanderung wirken.

Große Bedeutung schreibt man einer richtigen Lage des Gleises zu, insbesondere sieht man darauf, daß die Kurven richtig liegen und richtig überhöht sind. Zu diesem Zwecke finden sich an allen Kurven alle 10 m kleine Betonpfähle, von denen aus man mittels Meßband und Wasserwage leicht sowohl die Gleislage als die Höhe prüfen kann.

Alle Weichen werden nunmehr nach einer für das ganze Land geltenden Regelform hergestellt. Man erkennt hierbei das Streben, so viel als möglich in einem Stück zu machen, wodurch besseres Zusammenwirken, größere Steifigkeit und Stärke erzielt wird. Außerdem sind die Weichen so gebaut, daß sie vor ihrer Verbringung auf die Strecke zusammengesetzt werden können. Alle Montage an Weichen wird nämlich im voraus in bestimmten Werkstätten mit dafür erforderlichen Spezialwerkzeugen ausgeführt. Auf den Arbeitsplatz kommt die Weiche schon zusammengesetzt mit Schwellen und allem, wodurch die Arbeit hier auf das Verlegen beschränkt ist. Hierzu sind weniger geschulte Arbeitskräfte verwendbar.

Abb. 3. Pendelapparat.

Für die Beaufsichtigung der Gleise ist eine Neuheit anzumerken — „l'appareil pendulaire" (Abb. 3). Diese Vorrichtung wird in einem der Expreßzüge mitgeführt. Sie gibt dank einer sinnreichen Verbindung von Pendeln und im Gleichgewicht befindlichen Gewichten alle Stöße wieder, denen die Vorrichtung während der Fahrt durch die Unebenheiten der Bahn ausgesetzt ist. Sie zeichnet auf einem durchlaufenden Papierstreifen 3 Schaulinien auf, — eine, die die Verzögerung und Beschleunigung der Zuggeschwindigkeit angibt und die für das Studium der beiden weiteren Schaulinien wichtig ist, — eine, die die Seitenstöße — und eine, die die lotrechten Stöße angibt. Außerdem sind auf dem Streifen die Kilometerzeichen der Bahn kenntlich gemacht, wodurch man einerseits die Zuggeschwindigkeit bestimmen kann, da der Streifen immer gleich schnell durchläuft, anderseits den Ort von Gleismängeln feststellen kann. Sind die Seitenstöße außergewöhnlich groß, so beruht dies gewöhnlich darauf, daß die Überhöhung

in den Kurven unzureichend oder fehlerhaft ist. Außergewöhnlich große lotrechte Stöße zeugen entweder von starker Schienenabnützung oder davon, daß eine Schiene schlecht unterstopft ist und daher außergewöhnlich federt [1]).

Mit einer solchen Vorrichtung kann man eine sachgemäße Überprüfung der Bahn bewerkstelligen. Zu gewissen bestimmten Zeiten wird das Bahnnetz mit dieser Pendelvorrichtung durchfahren. In Form von Schaulinien gibt die Vorrichtung dann ein genaues Bild von dem Zustand des Netzes. Eine Prüfung dieser Schaulinien ermöglicht es, anzugeben, ob die eine oder die andere Strecke aus dem oder dem Grunde der Ausbesserung bedarf. Im Zentralkontor in Paris besteht ein besonderes Bureau, das die Aufgabe hat, diese Schaulinien zu studieren, sie einzutragen und planmäßig zu bearbeiten. Wenn auf einer Strecke etwas nicht in Ordnung ist, so wird das der Streckenleitung zur Behebung mitgeteilt. An dem nächsten Schaubild der gleichen Bahnstrecke wird geprüft, ob Abhilfe erfolgt ist.

Die Pendelvorrichtungen sind von zweierlei Art, „Rossignol" und „Hallade", beide benannt nach ihrem Erfinder. Die letztere ist die neueste Form und eine Verbesserung der ersteren. Dr. S.

Zuschrift zu Probst: Beobachtungen an Beton- und Eisenbetonbauten auf einer Studienreise.

In einer Zuschrift zu meiner Veröffentlichung im „Bauingenieur" 1924, Heft 22, 23 und 24, über meine Studienreise werde ich von Herrn Oberingenieur Eggenberger von den schweizerischen Bundesbahnen darauf aufmerksam gemacht, daß das Mischungsverhältnis für Gußbeton nicht ganz richtig angegeben ist. —

Es wurde nach Mitteilung der schweizerischen Bundesbahnen im unteren Teil der Mauer für die große Masse 230 kg P. C.+20 kg Kalko pro m³ Kies verwendet (nicht Kiessand, wie irrtümlich angenommen). Die Sandmenge, die beigegeben wurde, entspreche den im Kies ermittelten Hohlräumen + ca. 150 Liter, so daß das ganze Gemisch nicht bloß 1 m³, sondern 1,18 m³ fertigen Beton am Bauwerk ergebe. Ähnlich verhält es sich mit der fetteren Mischung auf der Wasserseite. Für den oberen Teil der Mauer, von Kote 1870 aufwärts, sei für die Hauptmasse 200 kg P. C. pro m³ fertigen Beton am Bauwerk und auf der Wasserseite auf durchschnittlich bloß 1 m Stärke eine Mischung von 300 kg P. C. pro m³ fertigen Beton vorgeschrieben gewesen.

Die Bindemittelbeigabe (Zement+Kalko) des Betons der Barberinesperre übersteige die Zementbeigabe des Betons der Wäggitalsperre um bloß 21 kg oder rund 10 vH pro m³ fertigen Betons im unteren Teil und bloß 11 kg oder rund 5 vH pro m³ fertigen Betons im oberen Teil des Bauwerks, wenn man vorstehende Angaben berücksichtige.

Durch die Nichtberücksichtigung des Sandes bei der ursprünglichen Mischung bin ich zu der Angabe einer etwas fetteren Mischung gelangt, als sie tatsächlich angewandt wurde. Der Irrtum erklärt sich daraus, daß es bisher nicht üblich war, das Bindemittel im Verhältnis zum Kiesmaterial allein (ohne Sand) anzugeben.

An meinen sonstigen Betrachtungen in meinem Reisebericht ändert sich durch diese Angabe nichts. E. Probst.

Die Behandlung von Preßluftbohrwerkzeugen.

Nach „Ingenieria Internacional".

Die Gesteinsbohrmaschinen und Bohrhämmer sind unter allen Maschinen der rauhesten Behandlung ausgesetzt. Wenn sie jedoch zweckentsprechend behandelt werden, stellen sie Werkzeuge dar, die den schwierigsten Betriebsbedingungen gewachsen sind. Nach den Angaben eines sehr bedeutenden Werkes, das Preßluftbohrwerkzeuge herstellt, entspringen etwa 90 vH der Schwierigkeiten und Störungen, die man mit ihnen erfährt, der schlechten Behandlung und Vernachlässigung an den Arbeitsstellen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß im allgemeinen eine große Unkenntnis über die Bedeutung der Einzelteile für das richtige Arbeiten des Werkzeuges besteht.

Die Schwierigkeiten, zu denen die Bohrwerkzeuge bisweilen Anlaß geben, können ihre Ursache in der Verwendung der Bohrer oder, was in den meisten Fällen vorkommt, in der falschen Auswahl des Bohrstahles haben. Wenn der Arbeiter den Bohrhammer auseinander nimmt, kommt beim Zusammensetzen zuweilen Schmutz hinein, oder die Seitenstangen werden ungleich angezogen oder schlecht eingestellt; hierdurch verschleißen die Teile schneller und naturgemäß nimmt dadurch die Leistung ab.

Häufig beklagt sich der Arbeiter, daß das Bohrwerkzeug stark genug sei oder der Vorschub zu klein wäre, oder daß es anscheinend gut arbeite, die Leistungen aber mangelhaft seien. das Bohrereinsteckende für die Arbeit passend und richtig ben ist, ist entweder die Stange nicht lang genug oder das Loch des bohrers verstopft. Im anderen Falle muß der Fehler im Inner Maschine gesucht werden. Wenn der Kolben verschlissen oder zu ist, wird die Schlagkraft nicht auf den Bohrer, sondern vern der Stangen und Federn auf die Prellbüchse übertragen.

Oftmals wird der Bohrer von Hand geschärft, und dann bei ungenügender Geschicklichkeit nicht gleichmäßig kalil Infolgedessen klemmen sich manche Bohrer in den Löchern, wen vorherige einen geringeren Durchmesser hatte, und es macht Schwierigkeiten, sie zu drehen, wenn man, wie es bei eingeklem Bohrern üblich ist, von der Bohrarbeit zur Fräsarbeit übergeht schlechten oder ungenügend geschärften Einsteckenden der E erhält man unregelmäßige Löcher. Wenn man es unterläßt, das klein und den Gesteinsstaub aus dem Bohrloch zu blasen, so sich hinten ein Kissen, und die Kraft des Bohrers erschöpft si Zerkleinern und Zermahlen dieses Bohrkleins.

Zur Erzielung besserer Leistungen mit den Preßluftbohr zeugen müssen stets folgende Punkte berücksichtigt werden: nötig, die Preßluftwerkzeuge während der Tagesschicht zweima dünnflüssigem Preßluftöl, das im Verhältnis 1 : 3 ein Teil Masch und drei Teile Petroleum enthält, zu schmieren. Die Bohr dürfen nur aus allerbestem Material bestehen; insbesondere müss Maße der Einsteckenden sehr genau eingehalten werden. Nach hergestellte Bohrereinsteckenden zerstören den schlaggebender des Kolbens. Die Fläche, die den Schlag aufnimmt, muß rechtw sein. Ferner empfiehlt es sich, das Bohrwerkzeug von Zeit zu Z der Werkstatt auseinander zu nehmen, auch wenn es gute Leist zu ergeben scheint, alle Teile mit Petroleum zu reinigen und sorg zu prüfen.

Schließlich noch einige Winke bezüglich Behandlung der E teile: Die Sperrklinkenfedern sind vor dem Zusammenbau des werkzeuges zu prüfen; sind sie gebrochen, so setzen sie nich Steht die Schlagfläche des Bohrereinsteckendes aus irgend einem G nicht mehr rechtwinklig, so treten seitliche Bewegungen und Ersch rungen auf, die einen Kolbenbruch herbeiführen können. Wen Schlagende des Kolbens ungleich abgenutzt ist, so befindet sic Bohrereinsteckende ebenfalls in schlechtem Zustande. Man a daher das Kolbenende so nach, daß es winkelrecht wird; auß gleiche man die Bohrereinsteckenden, die den Schlag erhalten, a mache sie winkelrecht. Führt zu starker Verschleiß der Dralln zum Springen des Bohrers, so muß sie ersetzt werden, da ander der Kolben auf die Kanten der Einsteckendenfläche schlagen und Kolben oder Bohrstahl beschädigt werden. Man achte d daß kein Schmutz in das Ventil gelangt, da sonst das Ventil nicl arbeitet und die Luft vor der Nutzleistung entweicht. Der Sch muß vor dem Anschluß an den Luftregler ausgeblasen werden Seitenstangen mit Prellfedern dienen dazu, alls Teile zusamm halten; beide Stangen müssen gleiche Spannung haben, da sons Kopfstück bricht. Die Haltbarkeit der Bohrer, insbesonder Bohrereinsteckenden, wird wesentlich gesteigert dadurch, daß d Bohrhammer bedienende Mann besondere Obacht darauf gibt, da Bohrereinsteckende in seiner ganzen Länge im Bohrhammer daher muß der Bohrer so gehalten werden, daß der Schlag des K auf das Gestein übertragen wird. Gut ausgebildete, gehärtete geschärfte Bohrerschneiden erhöhen die Schnelligkeit, mit d Bohrlöcher niedergebracht werden können. Nachdem die Stahlst geschmiedet sind, läßt man sie abkühlen und erhitzt sie dann neuem, um sie zu härten. Die Bohrereinsteckenden werden in r und kaltem Wasser oder in einer Salzlösung gehärtet.

Dipl.-Ing. Dr. W. Benedict, Duisbu

Die Ursachen des Einsturzes in Benton Harbor.

Im „Bauingenieur" 1924 Seite 216 ist bereits über den ständigen Einsturz des im Bau begriffenen Eisenbetongebäu Benton Harbor, welches das Vincent Hotel werden sollte, ber worden. Neuerdings ist in Engineering News-Record 1924 N Seite 556 das Ergebnis der Untersuchungen der Einsturzurs veröffentlicht worden. Hiernach waren Betoniersand und -w vorzüglich, der Schotter und Kies gut, der Zement bei 2 Probeen men normengemäß, bei 2 anderen Entnahmen in der Festigkei bedeutend unterhalb der Norm. 5 Betonprobekörper, die mit und Not aus den Trümmern — letztere bestanden ja hauptsä aus losem Sand und Schotter — herausgeschnitten werden kon wiesen nur Druckfestigkeiten zwischen 17 und 50 kg/cm² auf. Beton war also sehr schlecht. Dies wird der Einwirkung des st Frostes zugeschrieben. Es ist festgestellt worden, daß die Zah Wärmeöfen ein Viertel derjenigen war, die zu einem wirksamen S gegen den starken Frost hätten angewendet werden müssen. man die Kurven über den Einfluß der Temperatur auf die F keit von Beton, wie sie die Engineering Experiment Station in I tin 81 aufgestellt hat, zur Beurteilung heran, so dürfen bei Vo setzung dauernden Frostes nur etwa 60 vH der normalen 28- Festigkeiten erwartet werden. Da bei der Erstellung dieses Bauw indessen solche Temperaturverhältnisse vorlagen, daß der

---

[1]) Man wird diesen Schaubildern, selbst wenn die Vorrichtungen die ihnen übermittelten Stöße völlig wahrheitsgetreu abzeichnen, zweifelnd gegenüberstehen müssen. Wenn, wie es den Anschein hat, die Vorrichtungen einfach in den Wagen eingestellt zu werden bestimmt sind, so bekommen sie die Wirkungen der Unregelmäßigkeiten der Fahrbahn durch das Spiel der Wagenfedern und durch alle Unregelmäßigkeiten und Zufälligkeiten des Wagenlaufes beeinflußt und verzerrt übermittelt. Da offenbar eine Wechselwirkung zwischen der Fahrbahn (namentlich den Schienenstößen) und dem Lauf und den Schwingungen des Wagens besteht, so ist selbst der Vergleichswert dieser Schaubilder bei Verwendung immer des gleichen Wagens nicht unangreifbar. Dr. Saller.

äglich abwechslungsweise durchfrieren und wieder auftauen mußte, so sind beim vorliegenden Beton nicht mehr als 35 kg/cm² Druckestigkeit zu erwarten gewesen. Ferner wurde geschlossen, daß namentlich bei den Trägern die dünne, das Eisen überdeckende Betonschicht ganz besonders unter dem abwechselnden Frieren und Auftauen litt, so daß das Zusammenwirken von Beton und Eisen nur ein teilweises war. Die unter der Frostwirkung weich gebliebene Betonoberfläche bedeutete weiterhin eine Verminderung des wirksamen Betonquerschnittes, so daß die Tragfähigkeit der Träger zu nicht einmal ein Viertel der tatsächlichen Belastung angenommen werden konnte. Die den besonderen Frostwirkungen ausgesetzte 5. Decke war so ohne weiteres einsturzreif, die nächst unteren nur wenig besseren Decken brachen unter der Auflast der Trümmer von oben.

Dr. Hummel, Karlsruhe.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Auswüchse bei der Vergebung öffentlicher Bauarbeiten.

Von befreundeter Seite wird uns geschrieben: Eine Landgemeinde hatte einen Brückenbau über einen mittleren deutschen Strom zu vergeben. Zu diesem Zweck wurden zunächst 12 Bauunternehmungen aufgefordert, Entwürfe und Angebote einzureichen, wozu wenige Unterlagen gegeben wurden. Nachdem die 12 Entwürfe dem Sachverständigen der Gemeinde vorgelegt waren, wurden 8 der bewerbenden Bauunternehmungen aufgefordert, nunmehr auf einheitlicher Grundlage erneut anzubieten. Nachdem auch dies geschehen war, wurden etwa 4 Bauunternehmungen zu Verhandlungen an Ort und Stelle geladen. Die Vertreter der Firmen warteten von morgens 8 bis abends Uhr vor dem Bürgermeisteramt, ständig bereit, zur Auskunftserteilung vor den Gemeinderat geladen zu werden. Die Vertreter wurden auch teils einmal, teils mehrmals zu der Sitzung herbeigezogen und gaben die entsprechenden Auskünfte. Der Gemeinderat stellte die Forderung, anzugeben, welche Mindestanzahlung jede Firma verlange, und welche weiteren Zahlungen und in welchen Zeitabschnitten erforderlich seien. Gewünscht wurde, daß die beiden Strompfeiler noch in diesem Jahre fertiggestellt würden. Wieviel Geld der Gemeinde überhaupt zur Verfügung stand, wurde den Bauunternehmungen nicht eröffnet, vielmehr wurde verlangt, anzugeben, zu welchem Zinsfuß die ausführende Firma den fehlenden Betrag (es handelte sich um eine Bausumme von 350 000 bis 400 000 M) zur Verfügung stelle. Die Gemeinde hatte angeblich Bohrungen machen lassen, um die Felslage im Flußbett festzustellen; auf dieser Grundlage waren die Angebote aufgestellt. Für den einen Pfeiler war auch ein Angebot mittels Druckluftgründung verlangt. Drei Firmen, welche die Einrichtung für Druckluftgründung besaßen, nahmen die Anforderungen der Gemeinde nicht an und schieden wohl dadurch aus. Es handelte sich um Anforderungen sowohl bezüglich der in diesem Jahr noch geforderten Leistungen als auch bezüglich der Geldverhältnisse. Darauf wurde eine fünfte Firma telephonisch herbeigezogen, die über die Einrichtung für Druckluftgründung nicht besaß; auch sie nahm die Forderungen der Gemeinde wohl nicht an und schied infolgedessen aus. Es blieb die vierte von den zuerst genannten vier Firmen übrig. Diese Firma hat, wie sie in der Sitzung zugegeben hat, bisher Brücken überhaupt nicht gebaut. Man sprach davon, daß verwandtschaftliche Beziehungen ihre Zuziehung veranlaßt hätten. Abends gegen 8 Uhr wurde den übrigen Firmen mitgeteilt, die Brücke sei vergeben, und zwar an diese vierte Firma, und als Bedingung wurde verlautbar, daß die Gemeinde 5 000 M Anzahlung leiste, 35 000 M weitere Zahlung im Laufe des Monats August, während die Firma den gesamten Rest gegen Zinsgewährung von etwa 8 vH vorhalten solle. Wenn diese letzteren Zahlen auch nicht mit Sicherheit angegeben werden können, so liegen die wirklichen Zahlen jedenfalls nicht sehr weit davon. Sieht man aber auch von der finanziellen Seite ab, so ist es auf der einen Seite wohl ein unwürdiges Vorgehen, wenn man drei oder vier große deutsche Bauunternehmungen von morgens 8 bis abends 8 Uhr auf der Straße warten läßt, um sie gelegentlich zu Verhandlungen zu zitieren, wie es auch wohl ein kaum zu verantwortendes Vorgehen ist, eine Brücke über einen Strom, bei welchem der eine Pfeiler voraussichtlich tief unter Wasser zu stehen kommt, einer Firma in Auftrag zu geben, die bisher zugegebenermaßen überhaupt noch keine Brücke gebaut hat. Es wäre angezeigt, daß, wenn an Bauunternehmungen solche Zumutungen gestellt werden, wie es im vorliegenden Fall geschehen ist, diese überhaupt von vornherein erklärten, daß sie unter diesen Umständen auf die Bauausführung verzichteten.

Kölner Messe.

Auf der diesjährigen Kölner Messe, die in der Zeit vom 22.—31. März stattfindet, soll neben den Gebieten des Maschinenbaues, der Verkehrsmittel, der Elektrotechnik, der Werkzeuge und der Baumesse, die alle Gegenstände des Bau- und Wohnbedarfs in sich schließen wird, eine Sonderausstellung der rheinischen Baustoffindustrie stattfinden. Hierbei handelt es sich in erster Linie um die hochbedeutsame Industrie der vulkanischen Baustoffe, die durch die Orte Neuwied, Mayen, Andernach usw. gekennzeichnet wird. Diese Abteilung wird demgemäß umfassen die Basalt-, Traß-, Bims- und Schwemmsteinindustrie, diejenige der feuerfesten Steine und anderes mehr. Zugleich werden auch mit den Baustoffen und ihrer Verwendung Gewinnungs- und Aufbereitungsmaschinen zur Vorführung gelangen. Demgemäß dürfte die Kölner Messe allein durch diese Sonderausstellung für den Bauingenieur manches Wertvolle und Interessante bieten.

In welch großartiger und großzügiger Weise die Gesamtmesse in Köln ins Leben gerufen worden ist, zeigt das voranstehende Bild, das aus der Höhe aufgenommen, die großen Ausstellungsbauten und ihre vortreffliche Lage zur Stadt Köln erkennen läßt.

M. F.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 8. Jan. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. G 58 434. Gewerkschaft Breil, Essen-Bredeney. Verfahren zum Herstellen von Eisenbetonauskleidungen für Gefrierschächte. 3. II. 23.

Kl. 19 a, Gr. 8, T 27 427. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Schienenbefestigung auf Holzschwellen. 22. II. 23.

Kl. 20 h, Gr. 4. P 47 241. Heinrich Pösentrupp, Münster i. W., Bahnhofstr. 5. Hubvorrichtung für eine Schienenbremse. 11. XII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 24. N 23 719. Dr. Alfred Nothaft, München, Walhallastr. 7. Signaleinrichtung für die Wagen von Straßenbahnen. 21. X. 24.

Kl. 81 e, Gr. 31. B 115 990. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Aus mehreren fahrbaren Brücken bestehende Förderanlage zum Bewegen des Abraums bei Braunkohlentagebauen. 6. X. 24.

Kl. 81 e, Gr. 32. M. 86 020. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Eimer für Abraumförderer. 14. VIII. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. R. 60 873. Dr.-Ing. Theodor Rehbock, Karlsruhe i. B., Weberstr. 4. Einrichtung zur Verhütung von Auskolkungen der Sohle von Wasserläufen. 10. IV. 24.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 108 396. Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast G. m. H., Berlin. Verfahren zum Überziehen von Ortpfählen aus Beton mit einer bitumenhaltigen Schutzschicht innerhalb des Vortreibrohrs. 15. II. 23.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 110 471. Edward Le Bas u. Ernest Garratt, London; Vertr.: L. Schiff, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Spundwände aus H-Eisen. 18. VII. 23. Britannien 16. II. 23.

Kl. 84 c, Gr. 4. L 57 726. Percy Noel Lancaster, London; Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Herausziehen von Vortreibrohren. 10. IV. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 15. Jan. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. J 23 634. Hans Jung, Duisburg-Meiderich. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 13. IV. 23.

Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 66 879. Hanns Schäfer, Essen, Ruhr, Schubertstr. 19, u. Hans Neubauer, Kamenné-Zehravice b. Kladno, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Stern, Pat.-Anw., Essen. Nachgiebiger Stollenausbau. 10. I. 23.

Kl. 5 c. Gr. 4. T 25 405. Goswin & Co., Kommanditgesellschaft, Haspe i. W., u. Peter Thielmann, Silschede i. W. Grubenstempel. 3. VI. 21.

Kl. 7 b, Gr. 8. S 64 464. Johann Gottfried Sedlmayr, Berlin-Schöneberg, Sachsendamm 45. Vorrichtung zur Herstellung von Profilen in U- und Winkelform aus Werkzeugstreifen in Band- oder Flachform mittels Walzen. 3. XII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 8. B 114 354. Bochumer Verein für Bergbau und Gußstahlfabrikation, Bochum. Drehstuhlweiche. 3. VI. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. O 14 372. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Motorantrieb für elektrische Signal- und Weichenstellwerke. 19. VII. 24.

Kl. 35 b, Gr. 5. G 59 838. Manfred Gottschall, Frankfurt a. M., Hainer Weg 29. Turmdrehkran. 5. IX. 23.

Kl. 37 e, Gr. 6. W 62 907. Dr.-Ing. Martin Wagner, Berlin, Inselstr. 6. Klettergerüst. 11. I. 23.

Kl. 37 f, Gr. 2. Sch 68 870. Schulz & Kling A.-G., München. Silo mit Zellenlüftung. 31. X. 23.

Kl. 37 f, Gr. 8. S 65 982. Walter Sackur, Karlsruhe, Westendstr. 62. Holzflechtwerk-Hallendach. 9. V. 24.

Kl. 80 b, Gr. 1. F 56 530. Dr. Otto Friz, Nürnberg, Am Prinzregentenufer. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Mörtelmaterials. 22. VII. 24.

Kl. 80 b, Gr. 13. M 82 198. Sima Minache, Paris, Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Herstellung von aus drei übereinander liegenden Schichten bestehenden Baustoffen. 2. VIII. 23.

Kl. 80 b, Gr. 25. Sch 70 880. Hugo Schmidt, Charlottenburg, Bismarckstr. 66. Verfahren zur Herstellung von Kunststampfasphalt. 6. X. 22.

Kl. 84 a, Gr. 2. K 79 018. Simon Koppenhofer, München, St. Emeran. Vorrichtung zum Bekleiden von Uferböschungen mit Beton. 2. IX. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 112 008. Berliner Actien-Gesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Walzenwehr für veränderlichen Stau. 12. XII. 23.

Kl. 84 c, Gr. 2. H 89 057. Alfred Hiley, Dalegarth, County of Herford, Engl.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 10. III. 22.

Kl. 84 c, Gr. 2. K 84 660. Wilhelm Köchlin, München-Gladbach. Verfahren zum Erleichtern des Rammens von Spundbohlen. 25. I. 23.

Kl. 84 d, Gr. 2. B 112 444. Friedrich Brennecke, Borna, Bez. Leipzig. Bolzenschmierung für Eimerbaggerketten. 25. I. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 86 933. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Baggerlöffel. 20. VIII. 23.

Kl. 85 a, Gr. 7. K 67 155. Dr. Valerius Kobelt, München, Hohenzollernstr. 128. Verfahren zur Herstellung basenaustauschender Stoffe zur Enteisenung, Entmanganung und Enthärtung von Trink- und Gebrauchswasser; Zus. z. Pat. 403 263. 13 IX. 18.

Kl. 85 a, Gr. 7. K 76 205. Dr. Valerius Kobelt, München, Hohenzollernstr. 128. Verfahren zur Herstellung basenaustauschender Stoffe zur Enteisenung, Entmanganung und Enthärtung von Trink- und Gebrauchswasser; Zus. z. Pat. 403 263. 18. IX. 18.

Kl. 85 c, Gr. 1. G 61 987. Carl Gunkel, Halle a. d. S., Albrechtstr. 43. Verfahren zur Reinigung und Geruchlosmachung von Abwässern. 12. VIII. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 22. Jan. 1925.

Kl. 19 a, Gr. 28. F 54 079. Ferrodèsherbeuse Scheuchzer Société Anonyme, Renens b. Lausanne; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung zum Steuern der Fühlrolle bei Eisenbahnkörperjätmaschinen. 24. V. 23.

Kl. 20 i, Gr. 4. V 19 347. Joseph Vögele A.-G., Mannheim, u. D[r.] Hans Thoma, München, Lachnerstr. 22. Weichenreih[e]. 16. VII. 24.

Kl. 37 a, Gr. 2. Z 13 458. Fa. Carl Zeiß, Jena. Verfahren zur He[r]stellung von Kuppeln und ähnlichen gekrümmten Fläch[en] aus Eisenbeton. 8. XI. 22.

Kl. 37 e, Gr. 10. B 100 713. Emerich Bälint, Gyula, Ung.; Vert[r.:] Dr. S. Lustig, Pat.-Anw., Breslau. Schalung zur Herstellu[ng] von Eisenbetonrippendecken. 13. VII. 21. Ungarn 15. VII. [2..]

Kl. 37 f, Gr. 3. M 82 656. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-[G.,] Nürnberg. Fundament für wasserlose Gasbehälter. 27. IX. [..]

Kl. 80 b, Gr. 3. D 43 260. Deutsche Torfveredelungs-Aktiengese[ll]schaft, Hamburg. Verfahren zur Verarbeitung von [Öl]schiefer auf Öl und Zement. 26. II. 23.

Kl. 80 b, Gr. 3. P 48 984. G. Polysius Eisengießerei und Maschine[n]fabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von hochwertige[m] Zement. 18. X. 24.

Kl. 80 b, Gr. 25. B 104 033. Léon Billé, Nogent a. d. Marne; Vert[r.:] Dipl.-Ing. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwäl[te,] Berlin W 57. Verfahren zur Herstellung von Rohren a[us] Asphalt und Beton. 17. III. 22.

Kl. 81 e, Gr. 21. M 81 032. Meguin A.-G. u. Ernst Brinkmann, But[z]bach. Kreiselwipper. 31. III. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 8. Jan. 1925.

Kl. 19 a, Gr. 24. 408 655. Gottfried Künstler, Dortmund, Viktor[ia]str. 17. Gleisjoch für Grubenbahnen. 9. VI. 22. K 82 3[..]

Kl. 19 c, Gr. 11. 408 582. Erich Berndt, Berlin, Tegeler Str. [..] Verfahren zum Herstellen von Straßenbelägen. 31. VIII. [..] B 101 264.

Kl. 20 h, Gr. 6. 408 583. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. A[uf]gleiser. 3. II. 23. S 62 043.

Kl. 20 i, Gr. 31. 408 669. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ge[s.,] vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann [&] Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Federpe[..] an Eisenbahngleisen. 5. III. 24. D 45 078.

Kl. 80 b, Gr. 3. 408 577. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. [H.,] Frankfurt a. M., u. Oskar Tetens, Örlinghausen. Herstellu[ng] von Kunststeinen; Zus. z. Pat. 407 534. 7. III. 23. R 57 9[..]

Kl. 80 b, Gr. 11. 408 578. Johannes Kloeppel, Niedermendig, Rh[..] Säurefeste Kunststeinformlinge. 11. XI. 22. K 83 8[..]

Kl. 80 b, Gr. 12. 408 579. Hans Zomak, Berlin, Martin-Luther-Str. [..] Verfahren zur Herstellung leicht gebrannter Tonziegel v[on] höher Festigkeit. 26. VI. 24. Z 14 523.

Kl. 80 b, Gr. 18. 408 580. Fa. Dr. Otto C. Strecker, Darmsta[dt.] Verfahren zur Herstellung von Mauersteinen u. dgl. a[us] porösem Material. 18. IV. 24. St 37 882.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 15. Jan. 1925.

Kl. 19 a, Gr. 19. 408 722. Hans Peter Jensen, Kopenhagen; Vert[r.:] Dipl.-Ing. R. Fischer, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Schien[en]stoßverbindung mit abgeschrägten Schienenenden. 6. IX. [..] J 22 993.

Kl. 19 a, Gr. 28. 409 017. Ferrodèsherbeuse Scheuchzer Soci[été] Anonyme, Renens b. Lausanne, Schweiz; Vertr.: Dipl.-I[ng.] K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einstellvorrichtu[ng] der aus der Bettung zu hebenden Messer von Eisenba[hn]jätmaschinen. 25. V. 23. F 54 078.

Kl. 20 a, Gr. 14. 408 954. Franz Schmied, Teplitz-Schönau, Tschech[o]slowakische Republik; Vertr.: Alfred Wanke, Charlottenbu[rg,] Königin-Luise-Str. 13. Gleissperre. 3. XI. 23. Sch 68 8[..]

Kl. 20 g, Gr. 8. 409 019. Albert Renninger, Ulm a. d. Donau, W[il]helmstraße. Brems-Prellbock. 20. VII. 24. R 61 664.

Kl. 20 i, Gr. 14. 408 876. Hugo Crecelius, Dortmund, Sedanstr. [..] Laterne für Eisenbahnzugsicherung. 16. VIII. 23. C 339[..]

Kl. 20 k, Gr. 11. 408 762. Max Pürschel, Hildesheim, Langerhagen [..] Sicherungsanordnung an Fahrdrähten für elektris[che] Bahnen zur Verhütung des Abnutzens des Fahrdra[hts] sowie der Fahrdrahtklemmen und des Verbindungsmateri[als] an den Aufhängepunkten des Fahrdrahts. 1. VI. 24. P 48 [..]

Kl. 65 a, Gr. 53. 408 993. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismar[ck]str. 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen. 24. IV. [..] M 81 217.

Kl. 80 a, Gr. 13. 408 844. Max Koch, Weimar, Über dem Ke[..]tor 4. Stampfmaschine zur Herstellung von Betonkörpe[rn.] 10. VI. 22. K 83 943.

Kl. 85 c, Gr. 6. 409 003. Ed. Züblin & Cie., Straßburg, Els.; Ver[tr.:] Dr. S. Hauser, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Verfahren u[nd] Vorrichtung zur Klärung von Abwässern in Klärbeck[en,] deren Sohle trichterartige Vertiefungen aufweist, aus de[nen] die Sinkstoffe in darunterliegende Schlammsammelräu[me] gelangen. 4. III. 21. Z 12 135.

Kl. 85 d, Gr. 1. 408 799. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-G[es.,] Berlin. Einrichtung zum Schutz von eisernen mit Kup[..]tresse überspannten Filterrohren gegen elektrolytis[che] Zerstörungen und Verkrustungen. 9. IX. 23. S 63 [..]

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 22. Jan. 1925.

Kl. 20 i, Gr. 4. 409 402. John Wattmann, Berlin-Lankwitz, Lessingstr. 12a. Verfahren zur Herstellung von Schienenkreuzungen. 1. III. 23. W 63 269.

Kl. 20 i, Gr. 28. 409 403. Viktor Kurz, Wien; Vertr.: J. Matysiewicz, Landsberg a. W. Vereinfachter Verschlußwechsel für Block-Signalfelder. 17. II. 24. K 88 511. Österreich 21. II. 23.

Kl. 20 i, Gr. 34. 409 491. Heinrich Karl, Jersey-City, New-York; Vertr.: G. Dedreux u. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Zugsicherung. 18. IX. 23. K 87 152.

Kl. 20 i, Gr. 35. 409 492. Telefunken-Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin. Vorrichtung zur Übertragung von Signalen auf sich bewegende Fahrzeuge; Zus. z. Pat. 342 023. 9. IX. 23. T 28 085.

Kl. 35 b, Gr. 1. 409 108. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Sicherungsanlage für fahrbare Verladebrücken o. dgl. 17. XI. 22. D 42719.

Kl. 35 b, Gr. 1. 409 209. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Uferkran. 7. VI. 24. D 45 615.

Kl. 35 b, Gr. 1. 409 210. Schenck und Liebe-Harkort, A.-G., u. Paul Üllner, Düsseldorf. Portalkran. 24. XII. 22. Sch 66735.

Kl. 65 a, Gr. 53. 409 446. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Vorrichtung zum Treideln von Schiffen; Zus. z. Pat. 407 225. 25. IX. 23. M 82 610.

Kl. 65 a, Gr. 53. 409 447. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Vorrichtung, um Schiffe durch Schleusen zu schleppen. 25. IX. 23. M 83 558.

Kl. 65 a, Gr. 53. 409 448. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen. 3. VII. 23. M 83 559.

Kl. 65 b, Gr. 2. 409 449. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Überführungsdock für Flußschiffe. 3. I. 24. G 60 411.

Kl. 80 b, Gr. 1. 409 466. Societa Anonima Italiana per la Produzione di Calci e Cementi di Segni, Rom; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Mörtelbildner. 27. I. 24. S 64875.

Kl. 81 e, Gr. 32. 409 460. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren und Einrichtung zur Materialbewegung bei Tagebauen. 26. X. 23. B 111 515.

Kl. 85 c, Gr. 6. 409 260. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig. Vakuum-Klärgefäß für gashaltiges, im unteren Teil des Gefäßes eintretendes Abwasser. 28. II. 24. V 18 967.

Kl. 85 d, Gr. 3. 409 102. Aktieselskabet Drammens Armaturfabrik, Drammen, Norw.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Vorrichtung zum Ausgleich des Flüssigkeitsverbrauchs in einem Vorratsbehälter. 14. IX. 22. D 42396.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Tonindustrie-Kalender 1925. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin 1925, 2 Teile, Preis 2,50 M., Ausland 3 M.

Der altbewährte Kalender erscheint mit der vorliegenden Auflage wieder in seiner bekannten handlichen Form und seinem gediegenen Inhalte. Während Teil I einen sehr guten Tageskalender enthält, bringt Teil II, der vorwiegend als Nachschlagebuch verwendet zu werden verdient, einige besondere Aufsätze, unter denen hervorgehoben seien: „Ziegel- und Baukeramik in der heutigen Baukunst", „Das Engobieren von Ziegeln", „Die Herstellung von Fußbodenplatten", „Zementkalke", „Hochwertige Zemente" usw.

Die sich anschließenden Tabellen geben über die in der Praxis immer und immer wiederkehrenden Fragen technischer Art in ihrem reichen Zahlenmaterial bestens Auskunft. Für den Sonderfachmann werden die Tabellen über die Gesamtcharakteristik einiger Tone und Kaoline besonders wertvoll sein. Für die in Frage kommenden Kreise sei der Kalender und seine Benutzung bestens empfohlen. Dem Kalender liegt ein Bücherverzeichnis 1925 der Buchhandlung der Tonindustrie, Berlin NW 21, bei, auf das die Fachgenossen ganz besonders hingewiesen werden möchten, da dieses Verzeichnis namentlich bezüglich der Sonderliteratur der Tonindustrie wertvolle Angaben und Zusammenfassungen in sich schließt. M. F.

Der Tunnel. Von Dr. G. Lucas, Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Band II. Lieferung 1: Bauvorgang bei der Herstellung der Tunnel. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin 1924. 169 S. und 238 Textabb. Geb. 10,20 M.

Während der erste Band des Werkes allein die Entwurfsbearbeitung sehr eingehend behandelte, befaßt sich der zweite Band in übersichtlicher Gliederung mit dem Bauvorgang bei der Herstellung des Tunnels selbst. In der vorliegenden ersten Lieferung dieses Bandes werden zunächst die geodätischen Arbeiten erörtert, die zur Absteckung der Tunnelachse vorgenommen werden müssen. Hierbei werden die verschiedenen Verfahren zur Bestimmung der Richtung und Höhe über und unter Tage und die dazu nötigen Instrumente ausführlich besprochen. Im zweiten Abschnitt werden dann die Maßnahmen über die Art der Inangriffnahme des Tunnelbaues in ihrer Abhängigkeit von der Art der Förderung, der Bauzeit, der Größe des Bauwerkes usw. untersucht und die vielen Möglichkeiten des Bauangriffes gezeigt, von dessen geschickter Anordnung sehr die schnelle Ausführung des Bauwerkes abhängt. Sehr umfassend bearbeitet sind die folgenden Abschnitte über das Lösen des Gebirges und dessen Förderung. Insbesondere haben die verschiedenen Bohrweisen eingehende Beurteilung gefunden, indem die mannigfaltigen Maschinenarten in ihrer Eignung untersucht werden. Die Ausführung der Sprengarbeit im Tunnelbau wird ebenso erörtert. Welch wichtigen Anteil die Förderung des ausgeschossenen Gebirges im Richtstollen und dessen Schächten bei der Bauausführung ausmacht, zeigt der Verfasser bei der Behandlung der Förderweisen. Den Abschluß der vorliegenden Lieferung bilden Abschnitte über den vorläufigen Ausbau der Stollen während des Vortriebes.

Dem Verfasser ist es geglückt, durch organische Gliederung des Stoffes, durch Beigabe guter Abbildungen und durch die bemerkenswert klare Ausdrucksweise eine hervorragende Darstellung der Tunnelbaukunst für den Lernenden zu geben. Der reiche Inhalt, die überaus gewissenhafte Verwertung alter und neuer Erfahrungen und die objektive Beurteilung der verschiedenen Bauweisen lassen das Werk für den ausführenden Ingenieur als einen kaum versagenden Ratgeber erscheinen, zumal der Verlag das Bestreben des Verfassers in bekannter Weise durch vorzügliche Ausstattung unterstützt hat.

W. Müller, Dresden.

Deutscher Baukalender, Herausgegeben von der Deutschen Bauzeitung, 53. Jahrgang 1925, in 2 Teilen (Teil II Nachschlagebuch). Verlag Deutsche Bauzeitung G. m. b. H., Berlin. Preis gebd. 4,50 GM.

Der sehr preiswerte und bestens ausgestattete Kalender erfüllt auch mit seiner neuen, der 53ten Auflage, alle Bedingungen, die an ihn gestellt werden können. Er gehört zu den unentbehrlichsten Hilfsmitteln des Architekten uud gibt über alle wichtigen Fragen, die diesen im normalen Bau- und Verwaltungsbetrieb beschäftigen, eingehend und zuverlässig Auskunft. Somit wird er zu den alten Freunden sich auch jüngere, dank seines inneren Wertes, zu erwerben vermögen.

M. F.

Die Selbstkostenberechnung industrieller Betriebe. Von Friedrich Leitner, Prof. an der Handels-Hochschule Berlin. 8. Auflage. Mit einem Anhang über die Finanz- und Preispolitik bei sinkendem Geldwert. Frankfurt a. M., I. D. Sauerländers Verlag 1923.

Das 400 Seiten starke Buch ist von den früheren Auflagen her als wertvoll bekannt. Die achte Auflage unterscheidet sich von der siebenten nur durch den durch die Zeitverhältnisse gebotenen Anhang.

Kunze.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Vorstandssitzung

am 24. Februar 1925 im Hause des Vereins deutscher Ingenieure.

Anwesend: Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. de Thierry, Berlin-Grunewald, als Vorsitzender,
Ministerialrat Busch, Berlin-Südende,
Professor Dr.-Ing. Gehler, Dresden,
Professor Dr.-Ing. Giese, Berlin,
Direktor Dr.-Ing. Kress, Berlin,
Dipl.-Ing. Luft, München,
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe,
Direktor Dr.-Ing. Fr. Trambauer, Ludwigshafen,
von der Geschäftsstelle Dipl.-Ing. Baer.

Die Geschäftsstelle erstattet einen Bericht über den Stand der Geschäfte und die Geldlage.

Der Beitrag für 1925 wurde in der vorläufig festgesetzten Form 6 M. für Mitglieder, welche nicht dem V. d. I. angehören und 4,80 M. für diejenigen Mitglieder, welche Mitglied des Vereines deutscher Ingenieure sind, gutgeheißen. Der Beitrag soll von der Geschäftsstelle in Berlin erhoben werden, die den Ortsgruppen Geld überweisen soll.

Herr Dr.-Ing. e. h. Hellmich, Direktor des Vereines deutscher Ingenieure, wurde in den Vorstand gewählt. Die Ortsgruppe Rheinland-Westfalen soll, ebenso wie dies bei den Ortsgruppen Brandenburg, Mannheim-Ludwigshafen bereits der Fall ist, durch ihren Vorsitzenden in Zukunft im Vorstand vertreten sein.

Für das kommende Jahr ist die Stiftung eines Taaks-Preises in Aussicht genommen, ebenso besteht Aussicht, für wissenschaftliche Forschungsarbeiten Mittel zu erlangen.

Über den Stand des Jahrbuches gab die Geschäftsstelle einen Bericht. Das Jahrbuch wird voraussichtlich erst im Mai erscheinen können und soll den Mitgliedern unentgeltlich zugehen.

Schließlich fand eine Aussprache über die diesjährige Hauptversammlung statt.

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 17. März, abends 7½ Uhr, fand im Hause des Vereins deutscher Ingenieure, gegenüber dem Reichstagsgebäude (großer Saal) der erste Vortrags- und Ausspracheabend der angekündigten Reihe über das deutsche Verkehrswesen statt. Der Vorsitzende, Herr Ministerialrat **Busch**, machte die Mitteilung, daß der für heute angesetzte Vortrag des Herrn Prof. Helm über „Kleinbahnen" wegen Behinderung auf einen der nächsten Vortragsabende verschoben werden mußte, und leitete das Thema ein mit dem Hinweis, daß das deutsche Volk durch den Versailler Vertrag und die in seiner Folge mit den Alliierten getroffenen zwangsweisen Abmachungen vor die Notwendigkeit gestellt worden ist, nicht nur seine Ausfuhr ungeheuerlich zu steigern, sondern auch seinen Nahrungsbedarf im eigenen Land zu erzeugen. Hierdurch werden an das gesamte Verkehrswesen Anforderungen von größtem Umfang gestellt, die mit dem denkbar geringsten Aufwande erfüllt werden müssen. Die Aufgabe der augenblicklichen Vortragsreihe wird es sein, das Verkehrsproblem zu untersuchen und zu fragen, ob heute alle einzelnen Teile in ihrer Größe richtig bemessen und in ihrer Gesamtwirkung aufeinander abgestimmt sind. Daraufhin hielt Herr Ministerialrat Dr. **Tecklenburg** seinen Vortrag über „**Die Reichsbahn im Rahmen des Gesamtverkehrswesens**" und führte in sachlichster eingehendster Weise etwa folgendes aus:

Die Bedeutung, die den Eisenbahnen in den Jahrzehnten des beispiellosen Aufschwungs der deutschen Volkswirtschaft zufiel, wird am besten veranschaulicht durch die Zahlen der gefahrenen Gütertonnenkilometer: 1855: 1 Milliarde, 1885: 16 Milliarden, 1913: 68 Milliarden. Die Entwicklung ist fortgeschritten, als neue Verkehrsmittel sind Kraftwagen und Flugzeug entstanden. Eine vergleichende Betrachtung über die Eigenart der verschiedenen Verkehrsarten und ihre sich hieraus ergebende Stellung zueinander muß sich aufbauen auf der Kenntnis von ihren inneren wirtschaftlichen Verhältnissen und den dadurch begründeten Selbstkosten. Für den Eisenbahnbetrieb ist die Möglichkeit, eine Selbstkostenermittlung durchzuführen, eines der umstrittensten Probleme. Die Deutsche Reichsbahn führt seit längerer Zeit die Ermittelung der Selbstkosten durch und hat als Betriebsleistungseinheit, auf der sich die Berechnungen aufzubauen haben, das Wagenachskilometer gewählt. Danach betrugen die unmittelbaren Betriebskosten für ein Achskilometer in der Zeit von April bis September 1924 im Personenverkehr 15,8 Pf. und im Güterverkehr 14,3 Pf., wozu noch die Aufwendungen für Schuldendienst u. a. treten. Die Eisenbahn ist der bedeutendste Träger der Reparationslast: 1925/26 sind 1095 Millionen hierfür aufzubringen; die Belastung der folgenden Jahre beträgt 660 Mill. Zinsen der Schuldverschreibungen und 290 Mill. Verkehrssteuern, zusammen 950 Mill. im Jahr.

Vergleichen wir die Vorkriegsverhältnisse mit den heutigen, so müssen wir feststellen, daß die Verkehrsnutzleistungen sich mit 3,75 Pf. je Tonnenkilometer bei 163 km Transportweite im Güterverkehr (3,25 Pf. bei 300 km und 4,5 Pf. bei 100 km) um etwa 80 vH teurer stellen als vor dem Kriege. Diese Erscheinung ist in der Entwicklung der gesamten Wirtschaftsverhältnisse nach dem Kriege durchaus begründet, läßt aber erkennen, daß der in letzter Zeit oft geäußerte Wunsch nach „Friedenstarifen" nicht verwirklicht werden kann. Die Eisenbahn wird bestrebt sein, durch Rationalisierung des Betriebes, durch Hebung des inneren Wirkungsgrades die Voraussetzungen zu schaffen für eine Tarifpolitik, die den Bedürfnissen der allgemeinen Wirtschaft gerecht wird.

Wenn man nun die Verkehrswirtschaft als ganzes betrachtet und Stellung zu den verschiedenen Verkehrsmitteln nehmen will, wird man hinsichtlich der Selbstkosten den Leitsatz aufstellen können: die Selbstkosten sind um so geringer, je größer die Leistungseinheit ist, und man wird daraus den Grundsatz ableiten müssen: jeden Transport solange als möglich auf den Verkehrsmitteln der größeren Leistungseinheit zu belassen. Die Eisenbahn, deren betriebliche Leistungseinheit der Zug mit etwa 1000 t Nutzlast ist, stellt somit das Verkehrsmittel für den Weit- und Massenverkehr dar. Obwohl sich diese Einheit aus den Elementen der Wagen zusammensetzt, ist aber die Eisenbahn selten in der Lage, die Kleinverteilung der Transportgüter durchzuführen, und hier ist der Punkt, wo der Kraftwagen, soweit seine Betätigung als Konkurrenz mit der Eisenbahn anzusehen ist, zunächst eingesetzt hat.

Der Kraftwagen hat für die Herstellung seines Fahrweges keine und für dessen Unterhaltung kaum Lasten zu tragen, er unterliegt weder der Beförderungspflicht noch der Verkehrssteuer, noch dem Druck der Reparation. Trotzdem kann er infolge seiner kleinen Leistungseinheiten nicht mit der Eisenbahn in Wettbewerb treten. Eine Kostenberechnung, die für das Wagenkilometer eines Lastkraftwagens (mit Anhänger) 1,50 M (2 M) ergeben hat, läßt zu den Eisenbahntarifkosten der Eilgutklasse I folgende Beziehungen aufstellen: es kostet das Tonnenkilometer bei 10 km Transportweite auf Kraft-wagen 2,13 M, auf der Eisenbahn 2,58 M, 20 km Transportweite a Kraftwagen 1,38 M, auf der Eisenbahn 1,46 M, 30 km Transportweit auf Kraftwagen 1,13 M, auf der Eisenbahn 1,08 M. Vergleiche eine Kraftwagenförderung mit billigem Anhängerbetrieb mit der Eisenbah Frachtstückgutklasse I ergeben, daß die Grenze, bis zu der das Kraf fahrwesen hinsichtlich der Kosten den Wettbewerb mit der Eisenbah aufnehmen kann, schon zwischen 10 und 20 km Transportweite lieg Es ist aber die Frage, ob die Eisenbahn bei diesen Tarifen auf ih Kosten kommt, so daß sie ein Interesse daran haben kann, die Nal transporte zu behalten.

Der Kraftwagen ist das gegebene Verkehrsmittel für den Nal und Kleinverteilungsverkehr, daneben wird es die im Verkehrswese noch vorhandenen Lücken auszufüllen, d. h. unerschlossene Gebiet in planmäßigem Zubringer an die Eisenbahn anzuschließen habe Um die Zusammenarbeit durchführen zu können, ist es zwischen d Deutschen Reichsbahn und den Kraftverkehrsgesellschaften zu eine Einigung gekommen in der „Kraftverkehr Deutschland G. m. b. H. Es darf nicht übersehen werden, daß die Grenzen der Aufgabenkreis flüssig sind, und es ist auch vom Standpunkt der allgemeinen Ve kehrswirtschaft nicht unerwünscht, daß sich um die Grenzgebiet ein gewisser Wettbewerb derart entfalten wird, daß die Eisenbah versuchen muß, dem Kraftwagen an Schnelligkeit und Pünktlichke nicht nachzustehen. Es muß aber mit Nachdruck bekämpft werde wenn der Kraftwagen über die ihm nun einmal gezogenen Grenze hinaus sich auszudehnen und der Eisenbahn in den ihr zukommende Verkehrsaufgaben fühlbare Konkurrenz zu machen strebt.

Zwischen den Wasserstraßen und der Eisenbahn bestehen kein klaren Verhältnisse, weil eine Aufteilung der Aufgaben unter die ve schiedenen Unternehmen nicht erfolgen kann. Durch die Natu werden die Wasserstraßen oft gerade zu Zeiten der größten Anford rungen an die Verkehrsmittel, an der Durchführung ihrer B stimmung gehindert und legen den ihnen gehörigen Anteil d Eisenbahn zur Last, welche hierdurch gezwungen wird, Einrichtunge zu halten, die nicht gleichmäßig und voll ausgenützt werde An sich arbeitet der Wasserstraßenverkehr mit großen Leistung einheiten, ihm bleibt manche Belastung, die der Eisenbahnbetrie tragen muß, erspart, und es liegt also durchaus im Interes der allgemeinen Verkehrswirtschaft, Transporte, die sich für die Beförderungsart eignen, so lange als möglich auf dem Wasserweg zu belassen. Da aber die Wasserstraßen von diesen allein nicht b stehen können, fordern sie von der Eisenbahn Hilfe durch Binne umschlagtarife, die von dieser zum Besten der Allgemeinheit au gewährt werden, wo in den wirtschaftlichen Verhältnissen begründe Notwendigkeiten vorliegen. Obwohl die Festsetzung solcher Um schlagtarife durchaus nicht im Interesse der Eisenbahn liegt, wird s das Gleichgewicht der heute in der Verkehrswirtschaft wirkende Kräfte nicht stören und nur im wesentlichen den angestammte Besitzstand wahren wollen. Für die Baupolitik künftiger neuer Ve kehrswege aber muß daran festgehalten werden, daß für Wasse straßen keine bedeutenden Kapitalinvestitionen zu machen sind, d mit wesentlich geringeren Aufwendungen die an sich viel leistung fähigeren Eisenbahnen auch für neue Verkehrsfragen gerüstet werde können.

Der deutsche Verkehr liegt, soweit er statistisch erfaßbar is zu etwa 87,3 vH auf den Eisenbahnen, zu 12,7 vH auf den Wasse straßen. Als Anhalt für den Umfang des Kraftwagenverkehrs dien die Angabe, daß sein Gesamterfassungsvermögen z. Zt. etwas üb 1 vH von dem der Eisenbahn eingeschätzt wird.

Kennzeichnet man zusammenfassend die Stellung der Deutsche Reichsbahn im Rahmen der Gesamtverkehrswirtschaft, so muß ma an die Spitze aller Erwägungen die ungeheure Belastung durch d Reparationszahlungen stellen; welch einschneidende Folgen die ganz deutsche Wirtschaft treffen würden, wenn diese Verpflichtungen nich erfüllt werden, ist bekannt. Das Dawes-Gutachten ist auf Frieden verkehrsverhältnissen aufgebaut, von denen wir noch weit entfern sind. Eine der wichtigsten Voraussetzungen für die Erfüllung möglichkeit der Eisenbahn ist, den Verkehr zu entwickeln, den alte zu pflegen und neuen zu werben. Dieses Ziel hat die Deutsche Reich bahn vor Augen; zum Zusammenwirken mit anderen Verkehrsarte bietet sich bei planmäßiger Zusammenarbeit ein weiteres Betätigungsfel

Dem Vortrag folgte eine lebhafte Aussprache, an der sich d Herren Ministerialrat **Busch**, Direktor **Küller**, Reg.-Rat **Susdor** Dr. **Kes** und Dipl.-Ing. **Baer** beteiligten, und die sich fast nur au die Stellungnahme des Kraftfahrwesens zur Eisenbahn beschränkte Besonders wurde durch die Herren Küller und Kes auf den große Vorteil hingewiesen, welcher der Wirtschaft durch die hervorragend Schnelligkeit des Kraftwagenverkehrs erwächst. Auch die Frage de Verkehrsstraßenregelung fand allgemeines Interesse. Herr Susdo machte Mitteilung von der Anlage einer Fahrstraßenversuchsbahn i Braunschweig, Herr Baer wies auf die Wichtigkeit von Koste vergleichen zwischen Schienenwegen und Kraftwagenstraßen b Neuverbindung aufgelöster Siedelungen hin, und Herr Busch reg an, die Straßenverwaltung unbedingt im Laufe der Zeit zusamme zufassen und in die Hand des Reiches zu legen.

Der nunmehr folgende Vortrag von Herrn Prof. **Matter** Berlin, über „Die Wasserstraßen, ihre verkehrs- und kulturwirtschaf lichen Aufgaben und ihre Stellung im deutschen Verkehrswesen", find am Montag, den 30. März d. J., am gleichen Ort zu gleicher Zeit stat

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

. Jahrgang | 10. April 1925 | Heft 7

ZUR BERECHNUNG DREISCHIFFIGER KONTINUIERLICHER HALLENRAHMENBINDER MIT ÜBERHÖHTEM MITTELSCHIFF[1]).

Von Dr.-Ing. H. Buchenau.

Übersicht. Für einige der hauptsächlichsten Typen der Titel bezeichneten Gruppen von Systemen wird ein einheitlicher, facher und rechnerisch günstiger Berechnungsvorgang entwickelt und auf ein Zahlenbeispiel angewandt (II). Anhangsweise werden ige Systemtypen berechnet m. H. statisch unbestimmter Hauptsteme, die ihrerseits m. H. der Gehlerschen Formeln für die Einnnungsgrade berechnet werden; Zahlenbeispiele (III).

I. Der Berechnungsgang.

Das 5fach unbestimmte System (1 u. 1a) mit überall gungsfest mit den Riegeln verbundenen Stützen sowie die Systeme mit Pendelstützen — außen (2) oder innen (3) —, welche nur 3fach unbestimmt sind, werden mit Hilfe von Elastizitätsgleichungen gegenseitiger Unabhängigkeit berechnet, die durch das Substitutionsverfahren von Müller-Breslau erzielt werden. Dabei werden bekanntlich die Substitutionskoeffizienten, soweit sie nicht durch Bedingungsgleichungen bestimmt sind, so gewählt, daß die Spannungszustände $X_k = -1$ und damit der Gang der Berechnung möglichst einfach werden. Die Berechnung der Systeme höheren Grades statischer Unbestimmtheit erfolgt unter Verwendung des gelenkig gestützten Systems als statisch unbestimmten Hauptsystemes. Unter Zugrundelegung des 5fach unbestimmten Systems (1) als statisch unbestimmten Hauptsystems wird das 6fach unbestimmte System mit hochliegendem Zugband (4) sowie das 9fach unbestimmte System mit eingespannten Stützen (5) berechnet. Das 9fach statisch unbestimmte System (5) dient als statisch unbestimmtes Hauptsystem für das 10fach unbestimmte System (5a).

Abb. 1. System 1 bzw. 1a.

Abb. 2. System 2.

Abb. 3. System 3.

Abb. 4. System 4.

Abb. 5. System 5 bzw. 5a.

A. Der allgemeine Rechnungsgang für das System mit steif angeschlossenen gelenkig gelagerten Stützen[2]).

1. Geknickter Mittelriegel.

Bezeichnungen (vgl. Abb. 6):

$$h' = h \frac{J_c}{J}$$

$$l_0' = \frac{l_0}{\cos \alpha_0} \cdot \frac{J_c}{J}$$

$$\frac{l'}{2} = \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \frac{J_c}{J}$$

Mit Rücksicht auf die Integration über die M_0-Flächen des statisch bestimmten Hauptsystems, deren Ordinaten von den Punkten A, B, δ nach dem Punkt β zu wachsen, werden die Endpunkte jedes Stabes in der Richtung von außen (A, B, δ) fortschreitend nach innen (β) mit (1) und (2) bezeichnet. Allgemein wird die Ordinate der Momentenfläche mit k bezeichnet.

Abb. 6. Bezeichnungen.

Die Wahl der Unbekannten.

Die statisch nicht bestimmbaren Größen Y_1 bis Y_5 (vgl. Abb. 7) werden angesetzt als homogene lineare Funktionen der Argumente X_a bis X_e in der Form:

$$Y_r = \sum_{k=a}^{k=e} Y_{rk} X_k; \qquad r = 1, 2, \ldots, 5 \quad k = a, b, \ldots, e$$

Die Koeffizienten Y_{rk} werden so festgesetzt, daß sich zur Bestimmung der eigentlichen Unbekannten X_k voneinander unabhängige Elastizitätsgleichungen ergeben.

Allgemein stehen bei n Unbekannten Y_r für die

Abb. 7. Statisch bestimmtes Hauptsystem.

[1]) Aus der von der Technischen Hochschule Darmstadt genehmigten Dissertation: Über Entwurf und Berechnung dreischiffiger kontinuierlicher Hallenrahmenbinder mit überhöhtem Mittelschiff.

[2]) In den folgenden Berechnungen werden, wie üblich, die Beiträge der Normal- und Querkräfte zu den δ_{ik} vernachlässigt. Die Anwendung des Rechnungsganges zur Berechnung der Einflüsse von Temperatur, Schwinden und Bodennachgiebigkeit bietet grundsätzlich nichts Neues gegen die im Text gegebene Darstellung und soll mit Rücksicht auf den Umfang der vorliegenden Veröffentlichung unterdrückt werden.

n^2 Substitutionskoeffizienten Y_{rk} zur Verfügung $\frac{n(n-1)}{2}$ Bedingungsgleichungen $\delta_{ik} = 0$. Die restlichen $\frac{n(n+1)}{2}$ Koeffizienten sind willkürlich.

Im vorliegenden Fall stehen für 5 Unbekannte Y_r zur Verfügung 10 Bedingungsgleichungen $\delta_{ik} = 0$.

Durch die Wahl von Y_1 bis Y_3, angreifend im Punkt z, ist bereits über drei dieser Bedingungsgleichungen verfügt, wenn die Koeffizienten der X_a bis X_c gemäß dem unten gegebenen Schema gewählt werden. Dann werden nämlich

$$Y_1 = -1 \equiv X_a = -1$$
$$Y_2 = -1 \equiv X_b = -1$$
$$Y_3 = -1 \equiv X_c = -1$$

und weiter

$$\delta_{ab} = 0$$
$$\delta_{bc} = 0$$

infolge der Symmetrie der Zustände $X_a = -1$ und $X_c = -1$ und der Antisymmetrie des Zustandes $X_b = -1$,

sowie $$\delta_{ac} = 0$$

zufolge einer entsprechenden Wahl der Lage des Punktes z.

Im ganzen ist somit verfügt über 3 bedingte und 12 freie Koeffizienten Y_{rk} und es bleiben noch zu bestimmen 7 bedingte und 3 willkürliche. Diese restlichen 3 freien Koeffizienten werden gewählt zu

$$Y_{4d} = +1$$
$$Y_{5d} = +1$$
$$Y_{5e} = +1.$$

Die Zweckmäßigkeit dieser Wahl wird weiter unten nachgewiesen werden.

Hiernach ergibt sich der Ansatz:

	X_a	X_b	X_c	X_d	X_e
Y_1	1	0	0	Y_{1d}	Y_{1e}
Y_2	0	1	0	Y_{2d}	Y_{2e}
Y_3	0	0	1	Y_{3d}	Y_{3e}
Y_4	0	0	0	1	Y_{4e}
Y_5	0	0	0	1	1

und die Unbekannten berechnen sich zu:

$$X_k = \frac{\delta_{0k}}{\delta_{kk}} \quad (k = a, b, \ldots, e)$$

Die Spannungszustände des statisch bestimmten Hauptsystemes gestalten sich gemäß den Abbildungen 8—13.

Abb. 8.
Hilfszustand M_h,
rechte Systemhälfte symmetrisch.

Abb. 9.
Zustand $X_a = -1$ ($\equiv Y_1 = -1$),
rechte Systemhälfte symmetrisch.

Abb. 10.
Zustand $X_b = -1$ ($\equiv Y_2 = -1$),
rechte Systemhälfte
antisymmetrisch

Abb. 11.
Zustand $X_c = -1$ ($\equiv Y_3 = -1$),
rechte Systemhälfte
symmetrisch

Abb. 12.
Zustand $Y_4 = -1$,
rechte Systemhälfte
spannungslos.

Abb. 13.
Zustand $Y_5 = -1$,
linke Systemhälfte
spannungslos.

Die Lage des Punktes z.

Aus der Bestimmungsgleichung

$$E\,J_c{}'\delta_{13} = \sum \int M_1 M_3 \, d\,s' = 0$$

berechnet sich mit

$$M_3 = M_h + M_1 z_0 \text{ (vgl. Abb. 8, 9 u. 11)}$$

die Ordinate des Punktes Z zu

$$z_0 = -\frac{\sum \int M_1 M_h \, d\,s'}{\sum \int M_1^2 \, d\,s'}$$

worin für eine Systemhälfte

$$\sum \int M_1 M_h \, d\,s' = -\frac{l_0'}{3} h_3 - \frac{\Delta h'}{2}(2f + \Delta h) - \frac{l'}{4} t$$

$$\sum \int M_1^2 \, d\,s' = \frac{l'}{2} + \Delta h' + \frac{l_0'}{3}.$$

Die festen Koeffizienten Y_{rd} und Y_{re}.

Zur Bestimmung der 7 bedingten Koeffizienten Y_{rk} s[illegible] die gleiche Anzahl Gleichungen $\delta_{ik} = 0$ zur Verfügung. [illegible] sprechend dem Ansatz der Unbestimmbaren lassen sich [illegible] Arbeiten $1 \cdot \delta_{ik}$ des Kräfteanstandes $X_i = -1$ und des [illegible] schiebungszustandes $X_k = -1$ entwickeln zu

$$1 \cdot \delta_{ik} = \sum_{r=n}^{r=1} Y_{ri}\, \delta_{rk} \qquad \begin{array}{l} i = a, b, \ldots, e \\ k = a, b, \ldots, e \\ r = 1, 2, \ldots, 5 \end{array}$$

worin $1 \cdot \delta_{rk}$ die Arbeit des Kräftezustandes $Y_r = -1$ [illegible] des Verschiebungszustandes $X_k = -1$ bedeutet.

Schematisch:

δ_{ik}	Y_{rd}				
	1	1	Y_{3d}	Y_{2d}	Y_{1d}
δ_{dc}	δ_{5c}	δ_{4c}	δ_{3c}	0	0
δ_{db}	δ_{5b}	δ_{4b}	0	δ_{2b}	0
δ_{da}	δ_{5a}	δ_{4a}	0	0	δ_{1a}

Wegen der Symmetrie wird

$$\delta_{5c} = \delta_{4c}$$
$$\delta_{5b} = -\delta_{4b}$$
$$\delta_{5a} = \delta_{4a}$$

Aus den Identitäten:

$$Y_3 = -1 \equiv X_c = -1$$
$$Y_2 = -1 \equiv X_b = -1$$
$$Y_1 = -1 \equiv X_a = -1$$

folgt:

$$\delta_{3c} \equiv \delta_{cc} \equiv \delta_{33}$$
$$\delta_{2b} \equiv \delta_{bb} \equiv \delta_{22}$$
$$\delta_{1a} \equiv \delta_{aa} \equiv \delta_{11}$$

und weiterhin sofort das Verschwinden der übrigen Arbeiten $1 \cdot \delta_{rk}$. Hiernach berechnen sich:

$$Y_{3d} = -\frac{2\,\delta_{4c}}{\delta_{cc}}$$
$$Y_{2d} = 0$$
$$Y_{1d} = -\frac{2\,\delta_{4a}}{\delta_{aa}}$$

Die $E\,J_c\,\delta_{4k} = \int M_4\,M_k\,d\,s'$ erstrecken sich nur über eine Systemhälfte (vgl. Abb. 12). Für die numerische Berechnung werden Zähler und Nenner durch 2 dividiert. Es berechnen sich dann für eine Systemhälfte:

$$E\,J_c\,\delta_{4c} = -\frac{1}{6}\left[l_0'\,z_u\,(2\,h_1 + h_0) + 2\,h_1'\,h_1^2\right]$$

$$E\,J_c\,\delta_{cc} = +\frac{1}{3}\left[\frac{l'}{2}(z_0^2 + z_0\,c_1 + c_1^2) + \Delta\,h'\,(c_1^2 + c_1\,c_2 + c_2^2) + l_0'\,z_u^2 + h_1'\,h_1^2\right]$$

$$E\,J_c\,\delta_{4a} = +\frac{l_0'}{3}\left(h_1 + \frac{h_0}{2}\right)$$

$$E\,J_c\,\delta_{aa} = +\frac{l'}{2} + \Delta\,h' + \frac{l_0'}{3} \text{ (siehe oben).}$$

Die Bestimmungsgleichungen der Y_{re} lauten schematisch:

δ_{ik}	Y_{re}				
	1	Y_{4e}	Y_{3e}	Y_{2e}	Y_{1e}
δ_{ed}	δ_{5d}	δ_{4d}	0	0	0
δ_{ec}	δ_{5c}	δ_{4c}	δ_{3c}	0	0
δ_{eb}	δ_{5b}	δ_{4b}	0	δ_{2b}	0
δ_{ea}	δ_{5a}	δ_{4a}	0	0	δ_{1a}

Wegen der Symmetrie wird

$$\delta_{5d} = \delta_{4d}$$
$$\delta_{5c} = \delta_{4c}$$
$$\delta_{5b} = -\delta_{4b}$$
$$\delta_{5a} = \delta_{4a}$$

Ferner wird nach den Bedingungsgleichungen für die Koeffizienten Y_{rd}:

$$\delta_{3d} \equiv \delta_{dc} = 0$$
$$\delta_{2d} \equiv \delta_{db} = 0$$
$$\delta_{1d} \equiv \delta_{ad} = 0$$

und somit:

$$Y_{4e} = -1$$
$$Y_{3e} = 0$$
$$Y_{2e} = -\frac{2\,\delta_{5b}}{\delta_{bb}}$$
$$Y_{1e} = 0$$

Für eine Systemhälfte werden:

$$E\,J_c\,\delta_{5b} = +\frac{l_0'}{6}\,l\left(h_1 + \frac{h_0}{2}\right)$$

$$E\,J_c\,\delta_{bb} = \frac{l^2}{12}\left(\frac{l'}{2} + l_0' + 3\,\Delta\,h'\right)$$

Bemerkungen zu vorstehend entwickeltem Ansatz.

a) Wie man aus den Bedingungsgleichungen für Y_{rd} und Y_{re} erkennt, zieht die Wahl von Y_{4d} und Y_{5d} (s. o.) als gleich oder entgegengesetzt gleich (und zwar weil die Spannungszustände $X_a = -1$, $X_b = -1$, $X_c = -1$ ebenfalls symmetrische bzw. antisymmetrische Zustände sind) die Symmetrie oder Antisymmetrie des Zustandes $X_d = -1$ nach sich und gleichzeitig weiterhin die Antisymmetrie oder Symmetrie des Zustandes $X_e = -1$.

Durch diese Verknüpfung werden 3 der Koeffizienten Y_{rk} zu Null, da in dem symmetrischen Zustand der Koeffizient Y_{2k} und in dem antisymmetrischen Zustand die Koeffizienten Y_{1k} und Y_{3k} verschwinden.

Würde man beispielsweise die an sich auch naheliegende Wahl $Y_{5d} = 0$ treffen, so würde die Unsymmetrie des Spannungszustandes $X_d = -1$ die des Zustandes $X_e = -1$ nach sich ziehen, und sämtliche 7 Koeffizienten Y_{rk} wären von Null verschieden.

b) Der hier eingeschlagene analytische Weg, der zwangsläufig zu eingliedrigen Elastizitätsgleichungen mit einem Mindestaufwand an Zwischenrechnungen führt, gestattet auch eine einfache anschauliche Deutung. Die getroffene Wahl der Unbekannten stellt eine Berechnung des 5fach unbestimmten Systems mit Hilfe eines 3fach statisch unbestimmten Hauptsystemes dar, das entsteht, wenn die beiden äußeren festen Auflager in horizontalverschiebliche verwandelt werden. Dieses statisch unbestimmte Hauptsystem wird seinerseits berechnet, indem es zu dem auch der obigen Berechnung zugrunde liegenden statisch bestimmten Hauptsystem aufgeschnitten und der Angriffspunkt Z der Schnittkräfte so gewählt wird, daß diese als die 3 statisch nicht bestimmbaren Größen X_a bis X_c mit Hilfe eingliedriger Elastizitätsgleichungen berechnet werden können. An diesem statisch unbestimmten Hauptsystem werden dann als weitere statisch nicht bestimmbare Größen des 5fach unbestimmten Systems zwei Funktionen der an den äußeren Auflagern beseitigten Horizontalschübe Y_4 und Y_5 eingeführt, und zwar:

$$X_d = \frac{Y_5 + Y_4}{2}$$

$$X_e = \frac{Y_5 - Y_4}{2}$$

Die statisch nicht bestimmbaren Größen des statisch unbestimmten Hauptsystems berechnen sich für $X_d = -1$ bzw. $X_e = -1$ zu den Werten $X_{ad} = Y_{1d}$, $X_{cd} = Y_{3d}$ und $X_{bd} = Y_{2e}$, wie man sofort erkennt, wenn man die oben gegebenen Bestimmungsgleichungen dieser Substitutionskoeffizienten als Elastizitätsgleichungen für die statisch nicht bestimmbaren Schnittkräfte des statisch unbestimmten Hauptsystems unter der Belastung $X_d = -1$ bzw. $X_e = -1$ auffaßt.

Eine statische Größe S des 5fach unbestimmten Systems berechnet sich somit zu

$$S = S^{III} + S_d\,X_d + S_e\,X_e$$

wenn S^{III} die entsprechende statische Größe des statisch unbestimmten Hauptsystemes bedeutet und S_d bzw. S_e die-

jenigen des statisch unbestimmten Hauptsystemes infolge $X_d = -1$ bzw. $X_e = -1$. So berechnet sich — ebenso wie nach dem oben gegebenen Ansatz auch hier — z. B.

$$Y_1 = X_a + Y_{1d} X_d.$$

Die Zustände $X_d = -1$ und $X_e = -1$.

Aus den bereits oben benutzten Zuständen $Y_r = -1$ berechnen sich nach Ermittlung der Koeffizienten Y_{rd} und Y_{re} die statischen Größen der Spannungszustände $X_d = -1$ und $X_e = -1$ durch Superposition der mit Y_{rd} bzw. Y_{re} multiplizierten M_r-Flächen:

$$S_d = Y_{1d} S_1 + Y_{3d} S_3 + S_4 + S_5$$

$$S_e = \qquad Y_{2e} S_2 \qquad - S_4 + S_5$$

Der Zustand $X_d = -1$ wird symmetrisch, der Zustand $X_e = -1$ antisymmetrisch. Es genügt also die Berechnung der S_d und S_e für je eine Systemhälfte. Für die linke Systemhälfte wird:

δ_{ik} statt $E J_c \delta_{ki}$.

Starre Länge	Querschnittshöhe	cos α (gegen Horizont)	$\frac{J_c}{J \cos \alpha}$	Elastische Länge
l_0	.....	$\cos \alpha_0$	.....	l_0'
$\frac{l}{2}$	.....	$\cos \alpha$	.....	$\frac{l'}{2}$
h_0	.....		.....	h_0'
g	—	$\operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{g}{l_0}$	—	—
h_1	.....	$\alpha_0 = \ldots,$	.....	h_1'
Δh	.....		.....	$\Delta h'$
h_2	—	$\operatorname{tg} \alpha = \frac{f}{\frac{l}{2}}$	—	—
f	—		—	—
h_3	—	$\alpha = \ldots,$	—	—

	S_1		S_2		S_3		S_4		S_d rechte Hälfte symmetrisch		S_e rechts antisymmetrisch	
Stab	$M_1 \equiv M_a$		$M_2 \equiv M_b$		$M_3 \equiv M_c$		M_4		M_d		M_e	
1 — 2	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
A — α	—	—	—	—	—	—	0	$+h_0$	0	$+h_0$	0	$-h_0$
α — β	0	+1	0	$-\frac{1}{2}$	0	$-z_u$	$+h_0$	$+h_1$	$+h_0$	$+Y_{1d} - z_u Y_{3d} + h_1$	$-h_0$	$-\frac{1}{2} Y_{2e} - h_1$
B — β	—	—	—	—	0	$-h_1$	0	$+h_1$	0	$-z_u Y_{3d} + h_1$	0	$-h_1$
δ — γ	+1	+1	0	$-\frac{1}{2}$	$+z_0$	$+c_1$	—	—	$Y_{1d} + z_0 Y_{3d}$	$Y_{1d} + c_1 Y_{3d}$	0	$-\frac{1}{2} Y_{2e}$
γ — β	+1	+1	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	$+c_1$	$+c_2$	—	—	$Y_{1d} + c_1 Y_{3d}$	$Y_{1d} + c_2 Y_{3d}$	$-\frac{1}{2} Y_{2e}$	$-\frac{1}{2} Y_{2e}$

Die Berechnung der δ_{dd} und δ_{ee} erfolgt nach numerischer Festlegung der M_d- und M_e-Flächen nach der sogenannten Trapezformel:

$$E J_c \delta_{ii} = \sum \left(\frac{l'}{3} [k_1^2 + k_1 k_2 + k_2^2]\right).$$

Bis zu diesem Punkt verläuft der gesamte Rechnungsgang einschließlich aller Zwischenrechnungen bei zweckmäßiger Schreibweise und Ausnutzung aller Vorteile, insbesondere bei der Berechnung der δ_{ik} nach folgendem Rechenschema:

Zur Abkürzung soll in den Rechenschemata und den Zahlenbeispielen der Koeffizient $E J_c$, mit dem sämtliche δ_{ik} multipliziert sind, nicht mehr geschrieben werden. Es wird also stets geschrieben:

δ_{ik} für eine Systemhälfte:

h	a	b	c
$\frac{l_0'}{3} h_3$	$\frac{l_0'}{3}$	—	$\frac{l_0'}{3} z_u^2$
$\frac{l'}{2} \cdot \frac{f}{2}$	$\frac{l'}{2}$	$\frac{2}{3} \cdot \frac{l'}{2}$	$\frac{l'}{2} \cdot \frac{(z_0 + c_1)^2 - z_0 c_1}{3}$
$\Delta h' \left(f + \frac{\Delta h}{2}\right)$	$\Delta h'$	—	$\Delta h' \frac{(c_1 + c_2)^2 - c_1 c_2}{3}$
$\delta_{ah} = -\sum$	$\delta_{aa} = +\sum$	$\delta_{aa} - \frac{2}{3} \cdot \frac{l'}{2}$	$\frac{1}{3} h_1' h_1^2$
—	—	$\delta_{bb} = \left(\frac{1}{2}\right)^2 \left[\delta_{aa} - \frac{2}{3} \cdot \frac{l'}{2}\right]$	$\delta_{cc} = +\sum$
$\frac{f}{2}$	$h_1 + \frac{h_0}{2}$	$\frac{1}{2}$	z_u
$f + \frac{\Delta h}{2}$	—	$\left(\frac{1}{2}\right)^2$	z_u^2
—	$\delta_{4a} = \frac{l_0'}{3}\left(h_1 + \frac{h_0}{2}\right)$	$\delta_{5b} = +\frac{1}{2} \delta_{4a}$	$z_u \delta_{4a}$
—	—	—	$\delta_{4c} = -\left(z_u \delta_{4a} + \frac{1}{3} h_1' h_1^2\right)$

$$z_0 = -\frac{\delta_{ah}}{\delta_{aa}}$$

$$z_u = h_3 - z_0$$

$$c_1 = z_0 - f$$

$$c_2 = c_1 - \Delta h$$

$z_0 + c_1$	$c_1 + c_2$
$(z_0 + c_1)^2$	$(c_1 + c_2)^2$
$z_0\, c_1$	$c_1\, c_2$
$(z_0 + c_1)^2 - z_0\, c_1$	$(c_1 + c_2)^2 - c_1\, c_2$
$\frac{(z_0 + c_1)^2 - z_0\, c_1}{3}$	$\frac{(c_1 + c_2)^2 - c_1\, c_2}{3}$

$$Y_{1d} = -\frac{\delta_{4a}}{\delta_{aa}} \qquad Y_{1d} + h_1$$

$$Y_{2e} = -\frac{\delta_{5b}}{\delta_{bb}} \qquad -\frac{1}{2} Y_{2e} = M_{e_\gamma} \qquad -\frac{1}{2} Y_{2e} - h_1 = M_{e_\beta}$$

$$Y_{3d} = -\frac{\delta_{4c}}{\delta_{cc}} \qquad -z_u\, Y_{3d} + Y_{1d} + h_1 = M_{d_{\beta_\alpha}}$$

$$-h_1\, Y_{3d} + h_1 = M_{d_{\beta_B}}$$

$$z_0\, Y_{3d} + Y_{1d} = M_{d_\delta}$$

$$c_1\, Y_{3d} + Y_{1d} = M_{d_\gamma}$$

$$c_2\, Y_{3d} + Y_{1d} = M_{d_{\beta_\alpha}}$$

Hier bedeuten z. B. $M_{d_{\beta_B}}$ die Ordinate der M_d-Fläche des Stabes B — β im Punkte β; M_{d_δ} die Ordinate der M_d-Fläche im Punkte δ; usw.

I — 2	M_d k_1	k_2	k_1^2	$k_1 k_2$	k_2^2	Σ_+	Σ	$\frac{l'}{3}$	$\frac{l'}{3}\Sigma$
A — α	0	$+h_0$	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
α — β	$+h_0$	$M_{d_{\beta_\alpha}}$	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
B — β	0	$M_{d_{\beta_B}}$	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
δ — γ	M_{d_δ}	M_{d_γ}	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
γ — β	M_{d_γ}	$M_{d_{\beta_\gamma}}$	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .

$$\delta_{dd} = \sum\left[\frac{l'}{3}\sum\right] = \ldots$$

I — 2	M_e k_1	k_2	k_1^2	$k_1 k_2$	k_2^2	Σ_+	Σ	$\frac{l'}{3}$	$\frac{l'}{3}\Sigma$
A — α	0	$-h_0$	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
α — β	$-h_0$	M_{e_β}	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
B — β	0	$-h_1$	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
δ — γ	0	M_{e_γ}	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
γ — β	M_{e_γ}	M_{e_γ}	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .

$$\delta_{ee} = \sum\left[\frac{l'}{3}\sum\right] = \ldots$$

Abb. 14.

Die d_{0k} für Streckenlasten.

a) lotrecht wirkend, vgl. Abb. 14.

I — 2	u_0	v_0	w_0
α — β	—	$+A_0$	$-\frac{p}{2}$
δ — γ	—	—	$-\frac{p}{2}$
γ — β	$-p\frac{l^2}{8}$	—	—

Abb. 15.

b) wagrecht wirkend, vgl. Abb. 15.

I — 2	u_0	v_0	w_0
A — α	—	—	$-\frac{w}{2}$
α — β	$-\frac{w}{2} h_0^2$	$-A_0 - \frac{g}{l_0} h_0\, w$	$-\frac{w}{2}\frac{g^2}{l_0^2}$
B — β	—	$-w\, h_3$	—
δ — γ	—	—	$-2\, w\frac{f^2}{l^2}$
γ — β	$-\frac{w}{2} f^2$	$-w\, f$	$-\frac{w}{2}$

Für die beiden Grundbelastungsfälle sind die M_0-Flächen dargestellt in Abb. 14 und 15. Die Berechnung der d_{0k} erfolgt nach numerischer Festlegung der M_0- und M_k-Flächen.

Der Beitrag der Momente eines Stabes zum Absolutglied berechnet sich zu

$$E\, J_c\, \delta_{0k} = \int M_0 M_k\, d\, s'$$

$$= \frac{1}{l \cos\alpha} \cdot \frac{J_c}{J} (k_1\, \mathfrak{S}_2 + k_2\, \mathfrak{S}_1)$$

Abb. 16.

worin $\mathfrak{S}_1$ und $\mathfrak{S}_2$ die statischen Momente der M_0-Fläche für die Achsen (1) und (2) und l die Horizontalprojektion der um α gegen letztere geneigten Stabachse (Abb. 16).

Für die allgemeine Form der M_0-Fläche:

$$M_0 = u_0 + v_0\, x + w_0\, x^2$$

wird

$$\mathfrak{S}_1 = \frac{u_0\, l^2}{2} + \frac{v_0\, l^3}{3} + \frac{w_0\, l^4}{4} = \frac{l^2}{12} (6\, u_0 + 4\, v_0\, l + 3\, w_0\, l^2)$$

$$\mathfrak{S}_2 = \frac{u_0\, l^2}{2} + \frac{v_0\, l^3}{6} + \frac{w_0\, l^4}{12} = \frac{l^2}{12} (6\, u_0 + 2\, v_0\, l + w_0\, l^2)$$

und hiermit:

$$E\, J_c\, \delta_{0k} = \frac{l'}{12} [6\, u_0 (k_1 + k_2) + 2\, v_0\, l\, (k_1 + 2\, k_2) + w_0\, l^2 (k_1 + 3\, k_2)]$$

Die Berechnung erfolgt zweckmäßig nach folgendem Schema:

I — 2	Const.	$X_a = -1$		$X_b = -1$	
	l	k_1	$\frac{l'}{12}\sum = E\,J_c\,\delta_{0a}$		
	$\frac{l'}{12}$	k_2	$\sum$		
$A - \alpha$	$6\,u_0$	$k_1 + k_2$	$6\,u_0\,(k_1 + k_2)$		
	$2\,v_0\,l$	$k_1 + 2\,k_2$	$2\,v_0\,l\,(k_1 + 2\,k_2)$		
	$w_0\,l^2$	$k_1 + 3\,k_2$	$w_0\,l^2\,(k_1 + 3\,k_2)$		
$\alpha - \beta$					

Der Spannungszustand des unbestimmten Systems.

Das Schema der statisch nicht bestimmbaren Größen lautet:

	X_a	X_b	X_c	X_d	X_e
Y_1	1	—	—	Y_{1d}	—
Y_2	—	1	—	—	Y_{2e}
Y_3	—	—	1	Y_{3d}	—
Y_4	—	—	—	1	-1
Y_5	—	—	—	1	1

Die Momente $M = M_0 + M_u$ lassen sich als Funktionen der statisch nicht bestimmbaren Größen darstellen.

Entsprechend $M_0 = u_0 + v_0\,x + w_0\,x^2$

sei $M_n = u_n + v_u\,x.$

Für die u_0, v_0, w_0 vgl. Abb. 14—16; die u_u und v_u berechnen sich zu:

I — 2	u_u	v_u
$A - \alpha$	—	$-Y_4$
$\alpha - \beta$	$-h_0\,Y_4$	$-\frac{1}{l_0}\left(Y_1 - \frac{1}{2}\,Y_2 - z_u\,Y_3 + g\,Y_4\right)$
$B - \beta$	—	$+Y_3 - Y_4$
$\delta - \gamma$	$-Y_1 - z_0\,Y_3$	$+Y_2 + \frac{f}{\frac{l}{2}}\,Y_3$
$\gamma - \beta$	$-Y_1 + \frac{1}{2}\,Y_2 - c_1\,Y_3$	$+Y_3$
$A' - \alpha'$	—	$-Y_5$
$\alpha' - \beta'$	$-h_0\,Y_5$	$-\frac{1}{l_0}\left(Y_1 - \frac{1}{2}\,Y_2 - z_u\,Y_3 + g\,Y_5\right)$
$B' - \beta'$	—	$+Y_3 - Y_5$
$\delta' - \gamma'$	$-Y_1 - z_0\,Y_2$	$+Y_2 + \frac{f}{\frac{l}{2}}\,Y_3$
$\gamma' - \beta'$	$-Y_1 + \frac{1}{2}\,Y_2 - c_1\,Y_3$	$+Y_3$

Mit $x = m\,\frac{l}{n}$

wird:

$$M_m = (u_0 + u_u) + (v_0 + v_u)\,\frac{l}{n}\,m + w_0\,\frac{l^2}{n^2}\,m^2 = u + v'\,m + w'\,m^2$$

Die ganze Zahl n wird entsprechend der Stablänge gewählt, daß sich die Momentenordinaten für die einzeln Stäbe in annähernd gleicher Distanz ergeben. Für die einzeln Stäbe und Belastungsfälle erfolgt dann die Berechnung na dem Schema:

c bzw. c'	$m = 0$	$m = 1$	$m = 2$	$m = 3$	. . . . .	$m =$
$u = u_0 + u_n$	u	u	u	u	. . . . .	u
$v' = (v_0 + v_u)\,\frac{l}{n}$	—	$v' \cdot 1$	$v' \cdot 2$	$v' \cdot 3$	. . . . .	v'
$w' = w_0\left(\frac{l}{n}\right)^2$	—	$w' \cdot 1$	$w' \cdot 4$	$w' \cdot 9$	. . . . .	w'
M_m	u	$\sum$	$\sum$	$\sum$	. . . . .	$\sum$

Vereinfachung des Rechnungsganges für symmetrische Belastung.

Es wird

1) $Y_2 = 0$

2) $Y_4 = Y_5$,

aus 2) folgt: $X_d - X_e = X_d + X_e$

$X_e = 0$

$X_d = Y_4 = Y_5$;

aus 1) folgt: $X_b + Y_{2e}\,X_e = 0$

$X_b = 0$.

Somit bleibt der Ansatz:

	X_a	X_c	X_d
Y_1	1	—	Y_{1d}
Y_3	—	1	Y_{3d}
Y_4	—	—	1

Hierfür lauten die Konstanten der Gleichungen d Momente M_n infolge der statisch nicht bestimmbaren Größe Y_1, Y_3 und Y_4.

I — 2	u_u	v_u
$A - \alpha$	—	$-Y_4$
$\alpha - \beta$	$-h_0\,Y_4$	$-\frac{1}{l_0}\,(Y_1 - z_u\,Y_3 + g\,Y_4)$
$B - \beta$	—	$+Y_3 - Y_4$
$\delta - \gamma$	$-Y_1 - z_0\,Y_3$	$+\frac{f}{\frac{l}{2}}\,Y_3$
$\gamma - \beta$	$-Y_1 - c_1\,Y_3$	$+Y_3$

Den Berechnungsbeispielen für symmetrische Belastun liegt weiter das folgende Schema zugrunde:

$$A_0 = \frac{p}{2\,l_0}\left(l_0 + \frac{l}{2}\right)\left(l_0 - \frac{l}{2}\right)$$

Da der Buchstabe l hier eine spezielle Länge bezeichnet werde die Stablänge allgemein mit λ bezeichnet.

δ_{0k}

1 — 2	Const.	$X_u = -1$		$X_c = -1$		$X_d = -1$	
	l_0	0	$\frac{l_0'}{12}\sum$	0	$\frac{l_0'}{12}\sum$	k_1	$\frac{l_0'}{12}\sum$
	$\frac{l_0'}{12}$	1	$\sum$	$-z_u$	$\sum$	k_2	$\sum$
$\alpha-\beta$	—	1	—	$-z_u$	—	k_1+k_2	—
	$+2A_0l_0$	2	. . . . .	$-2z_u$	. . . . .	k_1+2k_2	. . . . .
	$-\frac{pl_0^2}{2}$	3	. . . . .	$-3z_u$	. . . . .	$k\ +3k_2$	. . . . .
	$\frac{l}{2}$	1	$\frac{l'}{24}\sum$	$+z_0$	$\frac{l'}{24}\sum$	k_1	$\frac{l'}{24}\sum$
	$\frac{l'}{24}$	1	$\sum$	$+c_1$	$\sum$	k_2	$\sum$
$\delta-\gamma$	—	3	—	$3c_1$	—	$3k_2$	—
	$-\frac{pl^2}{8}$	4	. . . . .	z_0+3c_1	. . . . .	$+3k_2$	. . . . .
	Δh	1	$\frac{\Delta h'}{12}\sum$	$+c_1$	$\frac{\Delta h'}{12}\sum$	k_1	$-\frac{\Delta h'}{12}\sum$
$\gamma-\beta$	$\frac{\Delta h'}{12}$	1	$\sum$	$+c_2$	$\sum$	k_2	$\sum$
	$-\frac{3}{4}pl^2$	2	. . . . .	c_1+c_2	. . . . .	$+k_2$	. . . . .

$$\delta_{0a} = \sum\left[\frac{\lambda'}{12}\sum\right] \qquad \delta_{0c} = \sum\left[\frac{\lambda'}{12}\sum\right] \qquad \delta_{0d} = \sum\left[\frac{\lambda'}{12}\sum\right]$$

$$X_a = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}} \qquad Y_1 = X_a + Y_{1d}X_d$$

$$X_c = \frac{\delta_{0c}}{\delta_{cc}} \qquad Y_3 = X_c + Y_{3d}X_d$$

$$X_d = \frac{\delta_{0d}}{\delta_{dd}} \qquad Y_4 = X_d$$

$$M_\alpha = -h_0Y_4$$

$$M_{\beta_\alpha} = -\frac{pl^2}{8} - Y_1 + z_uY_3 - h_1Y_4$$

$$M_{\beta_B} = +h_1(Y_3 - Y_4)$$

$$M_\gamma = -\frac{pl^2}{8} - Y_1 - c_1Y_3$$

$$M_\delta = -Y_1 - z_0Y_3$$

$$M_{\beta_\gamma} = -Y_1 - c_2Y_3$$

Kontrolle für die Rechenschärfe:

$$M_{\beta_\alpha} - M_{\beta_B} = M_{\beta_\gamma}.$$

B. Der allgemeine Rechnungsgang für die Systeme niederen Grades statischer Unbestimmtheit.

Für die Systeme 2 und 3 mit Pendelstützen entfallen die statisch nicht bestimmbaren Größen Y_4 und Y_5 des allgemeinen Ansatzes. Die M_0-Flächen für lotrecht wirkende Streckenlasten bleiben dieselben, diejenigen für wagerechte Belastung ändern sich.

2. Pendelstützen außen.

Für symmetrische Belastung ist das System nur 2fach statisch unbestimmt wegen $Y_2 = 0$. Es werden:

$$Y_1 = X_a$$
$$Y_3 = X_c$$

Der Rechnungsgang bleibt im übrigen derselbe.

3. Pendelstützen innen.

Es ändern sich die M_h- und M_c-Fläche entsprechend Abb. 17 u. 18.

Abb. 17.

Abb. 18.

Für eine Systemhälfte berechnen sich:

$$EJ_c\delta_{ah} = -\frac{l'}{4}f - \frac{\Delta h'}{2}(2f + \Delta h) - \frac{l_0'}{6}[2(f + \Delta h) - h_0]$$

$$EJ_c\delta_{cc} = \frac{l'}{6}(z_0^2 + z_0c_1 + c_1^2) + \frac{\Delta h'}{3}(c_1^2 + c_1c_2 + c_2^2)$$
$$+ \frac{l_0'}{3}(c_2^2 + c_2h_0 + h_0^2) + \frac{h_0'}{3}h_0^2$$

Die veränderte Berechnung der δ_{0c} erfolgt nach dem oben mitgeteilten Ansatz.

C. Der allgemeine Rechnungsgang für die Systeme höheren Grades statischer Unbestimmtheit.

4. Der kontinuierliche 3-fache Gelenkrahmen mit hochliegendem Zugband, System 4.

Die Berechnung erfolgt mit Hilfe des Systems ohne Zugband als statisch unbestimmten Hauptsystems. Die Spannkraft des Zugbandes tritt als neue Unbekannte zu denen des Systems 1 hinzu.

$$Z = \frac{\delta_{0z}^V}{\delta_{zz}^V}$$

Infolge der Symmetrie des Belastungszustandes Z = — 1 bleiben am statisch unbestimmten Hauptsystem nur

	X_a	X_c	X_d
Y_1	1	—	Y_{1d}
Y_3	—	1	Y_{3d}
Y_4	—	—	1

Infolge $Z = -1$ gestaltet sich der Spannungszustand des statisch bestimmten Hauptsystems: für jede Systemhälfte gemäß untenstehender Abb. 19, und es berechnen sich:

$$E J_c \delta_{az} = + \frac{l_0'}{3} h_2 + \frac{\Delta h'}{2} \Delta h$$

$$E J_c \delta_{cz} = - \frac{l_0'}{3} z_u h_2 - \frac{h_1'}{3} h_1^2 + \frac{\Delta h'}{6} \Delta h (2 c_2 + c_1)$$

$$E J_c \delta_{dz} = + \frac{l_0'}{6} h_2 (2 M_{d_{\beta_\alpha}} + h_0) + \frac{h_1'}{3} h_1 M_{d_{\beta_B}} + \frac{\Delta h'}{6} \Delta h (2 M_{d_{\beta_\gamma}} + M_{d_\gamma}).$$

Hiermit berechnen sich die Unbekannten des statisch unbestimmten Hauptsystems zu

$$X_{iz} = -\frac{\delta_{iz}}{\delta_{ii}}.$$

Abb. 19.
Zustand $Z = -1$.

Die Berechnung der statisch nicht bestimmbaren Größen Y_{iz} sowie der Momentenfläche des statisch unbestimmten Hauptsystems erfolgt nach dem unter 1 mitgeteilten allgemeinen Ansatz, vgl. das Zahlenbeispiel, Abschn. II.

Die Berechnung der δ_{0z}^V und δ_{zz}^V erfolgt unter Anwendung des Reduktionssatzes. Dem für die numerische Berechnung günstigsten statisch bestimmten Hauptsystem entsprechen die Spannungszustände der Abbildungen 20 u. 21.

Hierfür berechnen sich:

$$E J_c \delta_{0z}^V = + \frac{l_0'}{3} \left(M_{z_\alpha}^V + M_{z_{\beta_\alpha}}^V\right) \frac{p\, l_0^2}{8} + \frac{l'}{24} \left(3 M_{z_\gamma}^V + 5 M_{z_\delta}^V\right) \frac{p\, l^2}{8}$$

und infolge der Momente:

$$E J_c \delta_{zz}^{V'} = \frac{l'}{12} f \left(2 M_{z_\delta} + M_{z_\gamma}\right),$$

Abb. 20.

Abb. 21.

infolge der Normalkräfte des Mittelriegels und der Spannkr[aft] und Elastizität des Zugbandes:

$$E J_c \delta_{zz}^{V''} = - \frac{J_c}{F} Y_{3z} \cos^2 \alpha \frac{l'}{2} + \frac{E_b J_c}{E_e F_e} \cdot \frac{1}{2}$$

worin der erste Summand gegenüber dem zweiten unbedenkl[ich] vernachlässigt werden darf, vgl. das Zahlenbeispiel.

$$\delta_{zz}^V = \delta_{zz}^{V'} + \delta_{zz}^{V''}.$$

Die Momente des statisch unbestimmten Systemes berech[nen] sich zu:

$$M = M^V - M_z^V \cdot Z,$$

worin M^V die Momente des Systemes ohne Zugband un[d] Wirkung der äußeren Belastung sind und M_z^V die Momen[te] desselben Systems unter der Belastung $Z = -1$. Die O[r]dinaten der Momentenflächen der einzelnen Systemlinient[eile] werden berechnet mit Hilfe der Gleichung:

$$M_m = M_m^V + M_0^z - \frac{M_0^z - M_n^z}{l} \cdot \frac{l}{n} m,$$

worin $M_m^z = M_z^V Z$ die Ordinaten der zu den Ordinaten [M_m^V] der Grundmomentenfläche zu addierenden Zusatzmoment[en]fläche infolge Z sind. (Fortsetzung folgt.)

FREIE DURCHFAHRT EINES GANZEN SCHLEPPZUGES DURCH EINE SCHLEUSE.

Von Dr.-Ing. H. Krey, Berlin.

Übersicht. Es wird auf die praktische Möglichkeit hingewiesen, daß bei entsprechend verlängerter Schleuse ein ganzer Schleppzug die Schleuse während der Schleusung glatt durchfahren kann, ohne festzumachen und seine Fahrt zu unterbrechen. Der ganze Schleusungsvorgang und die Bewegung des Schleppzuges wird sowohl für die Bergfahrt als auch für die Talfahrt rechnerisch verfolgt.

Bei Flußkanalisierungen bilden die in kurzen Abständen hintereinander liegenden Wehr- und Schleusenanlagen außerordentliche Fahrthindernisse und verursachen große Zeitverluste für den ohnehin schon sehr langsamen Wassertransport. Infolgedessen ist man dauernd bestrebt gewesen, den unvermeidlichen Zeitverlust durch Beschleunigung des Schleusungsvorganges soweit wie irgend möglich herunterzusetzen.

In erster Linie suchte man eine solche Beschleunigung durch Abkürzung der Schleusenfüllungs- und Entleerungszeiten zu erreichen. Nachdem man erkannt hat, daß die ruhige Lage der Schiffe in der Schleuse nur wenig von der bei der Füllung (oder Entleerung) sekundlich zugeführten (oder abgeführten) Wassermenge abhängt, sondern hauptsächlich von der mehr oder weniger schnellen Änderung dieser Schleusungswassermengen, hat man in der beliebigen Vergrößerung der Schützöffnungen bei ganz allmählicher Öffnung der Schütze ein Mittel in der Hand, die eigentliche Schleusenfüllungs- und Entleerungszeit auf das denkbar kleinste Maß herunterzusetzen. Die größtmögliche Schützöffnung bei einer Schleuse ist etwa durch den Schleusenquerschnitt selbst, und zwar am Ober- und Unterhaupt gegeben. Diese Überlegung brachte die A[n]regung, unter Fortlassung aller weiteren Schütze und Umläu[fe] die Schleusentore selbst als Schütze zu benutzen und sie [bei] vollem Wasserdruck entsprechend langsam zu öffnen u[nd] damit eine sehr einfache „ventillose Schleuse" zu schaff[en]. Die ausgeführten Rechnungen und Modellversuche ergaben [die] gute Brauchbarkeit dieser Anordnung und ihre völlige Gefa[hr]losigkeit für die ruhige Lage der geschleusten Schiffe auch [bei] verhältnismäßig kurzer Füllungszeit. Wenn die anschließend[en] Haltungen es zulassen, wird man auch bei Binnenschiffah[rts]schleusen die sekundlichen Schleusungswassermengen unbeden[k]lich bis auf 80 und 100 m³/sec. zeitweilig steigern können, we[nn] nur die allmähliche, langsame Zu- und Abnahme des Z[u]flusses (und Abflusses) gewahrt bleibt. Ausführungen d[es] Gedankens in der Wirklichkeit allerdings nur beim Oberhau[pt] haben die Erwartungen vollauf bestätigt.

Wenn bisher nur verhältnismäßig wenig von dieser auße[r]ordentlich einfachen Anordnung Gebrauch gemacht ist, [so] liegt das vielleicht an einem etwas zu ängstlichen Festhalt[en] an den gewohnten Bauformen; denn allzu große konstrukti[ve] Schwierigkeiten kann die Bewegung der als Schützen ve[r]wendeten Schleusentore doch kaum verursachen. Jedenfa[lls] sollte man sich die mögliche Kostenersparnis durch Weglass[ung] der wenn auch „altgewohnten" aber trotzdem so gut wie wer[t]losen (in einzelnen Fällen sogar nachteiligen) durchgehend[en] Mauerkanäle mit ihren Stichkanälen nicht entgehen lasse[n].

Die Schleusenfüllungs- und Entleerungszeit läßt sich nun über ein gewisses verhältnismäßig kleines Maß (von vielleicht 6–8 Min. bei Schleppzugschleusen und für mittlere Gefälle von 5–8 m) praktisch nicht mehr wesentlich heruntersetzen. Sie bildet aber, wenn die zur Verfügung stehenden Mittel ausgenutzt werden, auch nur noch einen geringen Anteil der gesamten Schleusungszeit von ½ bis ¾ Stunde für einen vollen Schleppzug von 2 Schleppkähnen mit Dampfer.

Ein weiteres, in neuerer Zeit recht häufig ausgenutztes Mittel zur Verringerung des Zeitverlustes für die Schiffstransporte infolge der Schleusungen besteht in der Herstellung langer Schleppzugschleusen. Die Vergrößerung der Schleusenkammer bedingt allerdings dann wieder eine Verlängerung der Schleusenfüllungs- und -entleerungszeit. Diese kann aber bei Ausnutzung der neueren wissenschaftlichen Erkenntnisse sehr gering gehalten werden und spielt gar keine Rolle im Vergleich mit der Zeitersparnis gegenüber mehrfachen Schleusungen einzelner Schiffe in kurzen Schleusen. Auch die Erhöhung der Anlagekosten der langen Schleppzugschleusen kann verhältnismäßig niedrig gehalten werden, wenn man von den verfügbaren Sparmöglichkeiten bei Herstellung der langen Schleusenkammer nach Möglichkeit Gebrauch macht (Fortlassung der durchgehenden Umlaufkanäle, einfachste Herstellung der Kammerwände als Bohlwerke, Einschränkung der Sohlenbefestigung u. dgl. mehr). Die Vermehrung der Schleusungswassermengen ist hier nur scheinbar. Im Verhältnis zu dem geschleusten Schiffsraum tritt keine Vermehrung des Wasserverbrauches ein.

Wenn nun auch bei Schleusungen ganzer Schleppzüge praktisch noch ein recht erheblicher Zeitverlust von etwa einer halben Stunde oder mehr für jeden Schleppzug eintritt, der stets größer ist, als er rechnerisch angenommen wird, so hat es wohl hauptsächlich seinen Grund darin, daß die einzelnen Vorgänge bei der Schleusung (die Einfahrt des gestreckten Schleppzuges in die Schleuse, dichter Aufschluß der Schiffe aufeinander in der Schleuse, Festmachen der Trossen, Schließen des Einfahrttores, Füllung der Schleuse bzw. Entleerung, Öffnung des Ausfahrttores, Loswerfen der Trossen, Ausfahrt unter gleichzeitiger Streckung des Schleppzuges) sich nicht zeitlich lückenlos aneinander schließen, sondern daß vor dem Einleiten des einen Vorganges immer erst die Beendigung des anderen Vorganges mit einem gewissen Spielraum abgewartet wird. Diese Zeitverluste werden wir praktisch nur dann wirklich vermeiden können, wenn wir die einzelnen Vorgänge möglichst soweit voneinander unabhängig machen, daß ein gegenseitiges Abwarten nicht mehr erforderlich ist, und wenn außerdem einzelne Teile des bisherigen Schleusungsvorganges überhaupt ganz in Fortfall kommen; dazu gehört vor allem das Festmachen der Schiffe in der Schleuse und das Aufschließen der Schiffe in der Schleuse und Wiederstrecken des Schleppzuges nach Lösen der Trossen.

Die geringste Belästigung der Schiffahrt wird dann vorhanden sein, wenn die Schleuse so eingerichtet wird, daß der Schleppzug sie bei vollem Stau ohne festzulegen, glatt und ohne Zeitverlust durchfahren kann. Diese schon mehrfach gestellte Aufgabe einer solchen „Schleuse ohne Zeitverlust" ist ohne große Schwierigkeiten und ohne Gefahr für die Schiffe zu lösen. Allerdings ist das Wort „ohne Zeitverlust" cum grano salis zu nehmen, da natürlich das Durchfahren der engen Schleuse mehr Zeit in Anspruch nimmt als die Fahrt auf der gleichen Strecke in freiem Strom besonders bei Talfahrt. Erforderlich ist dafür nur eine entsprechende Verlängerung der Schleusen und die Verwendung von Toren, die sich bei vollem Wasserdruck langsam öffnen und gegen vollen Wasserdruck sicher schließen lassen. Im übrigen wird das Schleusenbauwerk außerordentlich einfach, da es keine Umläufe, keine Schützen, keine Poller, Haltepfähle und Festmacheringe usw. zu erhalten braucht. Auch die Sicherheit des in Fahrt befindlichen Dampfers und der im Schlepp befindlichen Schiffe in der Wasserbewegung bei der Schleusenfüllung ist nicht geringer als auf dem freien Strom und sogar noch größer, als wenn sie in der Schleuse an immerhin verhältnismäßig kurzen Trossen festgelegt werden.

Die folgende rechnungsmäßige Untersuchung des Schleusungsvorganges in einer solchen Schleuse soll nur dartun, daß der Gedanke des glatten Durchfahrens einer Schleuse auch bei erheblichem Stau praktisch sehr wohl durchführbar und völlig unbedenklich ist, ohne schon auf die zweckmäßigsten Abmessungen, besonders die Länge der Schleuse gleich einzugehen, die in jedem einzelnen Falle noch näher zu untersuchen wäre.

Schleuse ohne Zeitverlust.

Das der näheren Untersuchung und Rechnung zugrunde gelegte Beispiel entspricht vielleicht etwa den Verhältnissen am Oberrhein oder an der Donau. Ein größerer Strom sei für Schiffahrtszwecke (und Kraftgewinnung) an einer Stelle durch ein Wehr aufgestaut, so daß das Schleusengefälle bei mittlerem N.W. rd. 6 m betrage. Bei einem Flußgefälle von $J = 1:2000$ würde dem eine Haltungslänge von rd. 12–15 km entsprechen.

Die etwaigen Schleusenzufahrten, Ober- und Unterkanal brauchen bei der vergleichenden Untersuchung nicht berücksichtigt zu werden, weil sie auch bei kurzen Schleusen vorhanden sein müssen, und sogar bei den glatt zu durchfahrenden langen Schleusen, bei denen ein Warten der Schleppzüge im allgemeinen gar nicht eintreten soll, eher entbehrt werden können als bei der alten Anordnung. Zu untersuchen ist nur der Zeitbedarf für das Durchfahren der Schleuse selbst aus der Lage des Schleppzuges unmittelbar vor der Einfahrt in die Schleuse bis in die Lage des Schleppzuges unmittelbar nach der Ausfahrt aus der Kammer. Der Schleppzug legt dabei einen Weg zurück $= L + Z$ (= Schleusenlänge zwischen den Toren + Gesamtlänge des fahrenden Schleppzuges).

Die Länge der Schleusen zwischen den Toren sei vorläufig zu 800 m angenommen. Im Falle der Ausführung wird man noch näher untersuchen können, ob man zugunsten einer größeren Wasserersparnis mit einer kürzeren Länge auskommen kann.

Bei einer Breite der Schleuse von 12½ m und einem Gefälle von 6 m beträgt dann die gesamte Füllungsmenge $= 800 \times 12\frac{1}{2} \times 6 = 60\,000$ m³.

Die gesamte Schleppzuglänge in der Fahrt (= Dampfer von rd. 30 m, zwei 1200 t-Kähne je 80 m und Länge der Schlepptrossen von je 50 m) betrage zusammen rd. 300 m. Es ist dabei angenommen, daß die vorhandenen starken Schleppdampfer nach der Kanalisierung des Stromes zwei große Schleppkähne ziehen können. Daraus ergibt sich dann eine Gesamtstrecke von $800 + 300 = 1100$ m, die der Schleppzug ganz oder teilweise in der Schleuse zurücklegen muß.

Die Tiefe der Drempel und der Schleusenkammer sei zu 3 m unter dem niedrigsten Ober- bzw. Unterwasser angenommen und zwar auch die Kammersohle zur Vereinfachung der Rechnung auf der ganzen Länge gleich tief. Notwendig ist diese Kammertiefe in der Nähe des Oberhauptes nicht, sondern es genügt hier eventuell eine Tiefe von 3 m unter dem Oberwasser, weil der Schleppzug erst in die Nähe des Oberhauptes kommt, wenn die Schleuse gefüllt ist. Bei der großen Länge der Schleuse genügt im mittleren Teile eine Befestigung der Kammersohle mit Steinschüttung oder dem im Flusse vorhandenen groben Schotter der bei den höchsten auftretenden Wassergeschwindigkeiten von im Mittel 1–2 m/sec. noch liegen bleibt.

Die Seitenwände der Kammer sind hier zur Wasserersparnis senkrecht angenommen (Eisenbeton oder Spundwände) ohne Halteringe und Haltepfähle, also in der einfachsten Weise. Die einzige Anforderung, welche an sie gestellt wird, ist die Bedingung der eigenen Standsicherheit bei wechselndem Wasserdruck.

Ober- und Untertor müssen sich bei vollem Wasserdruck beliebig langsam öffnen lassen und auch gegen vollen Wasserdruck sicher schließen lassen. Im übrigen ist ihr Entwurf dem ausführenden Ingenieur anheimgestellt. Die hier in Abb. 1 u. 2

in Skizzen dargestellten Torkonstruktionen, für das Obertor im Aufriß und für das Untertor im Grundriß, dienen lediglich dazu, die Möglichkeit solcher Toranordnungen darzutun, ohne

Abb. 1.

auf die Einzelheiten der Anordnung einzugehen. Als Obertor ist ein Winkelklapptor mit horizontaler Achse dargestellt, das im geschlossenen Zustande durch den Wasserdruck nahezu im Gleichgewicht gehalten wird. Beim Öffnen (Umlegen) des Klapptores wird das Wasser zuerst durch den allmählich sich erweiternden Spalt des kurzen Armes fließen und später über den langen Arm (über das Tor selbst) stürzen. Dadurch ist beim langsamen Öffnen die ganz allmähliche Zunahme des Schleusungswassers gewährleistet. Wenn das Tor ganz geöffnet (umgelegt) ist, ist die volle Ausfahrt freigegeben, noch ehe die Schleuse gefüllt ist. Durch die Toröffnung wird also die Schleusungszeit überhaupt nicht mehr beeinflußt. Während für das Öffnen des Tores somit fast die ganze Schleusenfüllungszeit zur Verfügung steht, muß das Schließen des Tores ohne einseitigen Überdruck, oder auch bei der Möglichkeit geringen einseitigen Überdruckes in kurzer Zeit (½ Minute) erfolgen. Zur Sicherheit ist außerdem zu fordern, daß es auch bei vollem Überdruck stets schnell und sicher geschlossen werden kann.

Die gleichen Forderungen sind für die Untertore zu stellen. Hier sind in Abb. 2 (lediglich zur Veranschaulichung) Fächertore gezeichnet, die durch den Überdruck des etwas längeren hinteren Flügels geschlossen gehalten werden. Beim Öffnen geben sie zuerst einen schmalen Spalt frei, der sich allmählich erweitert. Auch die Untertore öffnen sich in der Fahrtrichtung, so daß ein vorzeitig ankommendes Schiff sie aufdrücken würde und daher den Schleusungsvorgang nicht unvorschriftsmäßig unterbrechen würde.

Abb. 2.

Die etwaigen Sicherungsvorrichtungen, die gegenseitige Abhängigkeit der Bewegung der Unter- und Obertore usw. brauchen hier nicht behandelt zu werden, das ist Sache eines Sonderentwurfes.

Beruhigungseinrichtungen für das einströmende Wasser, die bei forciertem Betrieb und sehr kurzen Füllungszeiten an kurzen Schleusen zuweilen erforderlich sind, sind bei einer 800 m langen Schleuse unnötig.

Die zur Schleuse zufließende Wassermenge (ebenso die Wassermenge bei der Entleerung) kann unbedenklich auf 100 bis 120 m³/sec. gesteigert werden. Eine solche Steigerung würde selbst für Kanalschleusungen zulässig sein, wenn die anschließenden Haltungen es gestatten würden. Bei größeren Flüssen kann die zeitweise Entnahme größerer Wassermengen für den Schleusenbetrieb (und Wiedereinführung unterhalb) durch selbsttätige Wehre völlig ausgeglichen werden. Aber auch dann, wenn die Schleusungswassermengen sich nicht (oder nicht völlig) am Wehr ausgleichen lassen, ist bei der Breite des Stromes die durch die Schleusung entstehende Wellenabsenkung (Schwallwirkung) meist unbedeutend und auch leicht zu berechnen. Bedingung ist nur, daß diese Höchstschleusungswassermenge in allmählicher Zunahme erreicht wird, und auch langsam wieder heruntergeht. In Abb. 3 ist die Zunahme und Abnahme der Schleusungswassermenge, die sich beim langsamen Öffnen der Tore ergibt, in Abhängigkeit von der Zeit ausgezogen dargestellt. Wir haben es in der Hand den für die Belästigung der Schiffe in der Schleuse am meisten maßgebenden ersten Teil der Wassermengenkurve durch die Konstruktion des Tores und die langsame Bewegung bei der Öffnung beliebig günstig zu gestalten. In dem hier gewählten Beispiel ist eine Öffnungszeit der Tore von 10 Min. angenommen. Die Torbewegung ist also bei der Öffnung außerordentlich langsam; wir können sie aber ruhig so langsam wählen, weil die Schleusungszeit dadurch wenig beeinflußt wird.

Anfänglich wird die durch das Tor fließende Wassermenge q im Verhältnis der mit der Zeit freigegebenen Toröffnung annähernd gleichmäßig zunehmen. Später aber wird mit der zunehmenden Füllung der Schleuse das Gefälle heruntergehen und damit auch die Zufluß- (und Ausfluß-)menge wieder abnehmen, so daß die Höchstwassermenge nicht mit dem Zeitpunkte der erreichten vollen Toröffnung übereinzustimmen braucht. Die Abnahme der Wassermenge, nachdem das Tor ganz geöffnet ist, haben wir nicht mehr einfach in der Hand, sondern sie stellt sich gesetzmäßig mit dem abnehmenden Gefälle selbst ein in Verbindung mit den in der lebendigen Kraft des Wassers aufgespeicherten, wellenartig sich auswirkenden Schwungkräften. Diese Abnahme kann bei einigermaßen schneller Füllung der Schleuse stärkere Wirkung auf den Schleppzug ausüben, die aber von dem in der Schleuse freifahrenden (nicht festgelegten) Schleppzuge gar nicht (nach ihrer Größe) empfunden wird. Außerdem wirkt der durch die Abnahme der Zuflußmenge bedingte Schwall für die Bergfahrt günstig; er erleichtert die Ausfahrt des Schleppzuges aus der Schleuse. Ja zeitweilig tritt sogar ein Ausfluß des Wassers aus der Schleuse nach dem Oberwasser ein. Bei der Durchrechnung eines für die Ausführung bestimmten Bauentwurfes wird man die wirkliche durch Rechnung oder durch Modellversuch zu bestimmende Kurve der Schleusungswassermenge zugrunde legen. In dem hier gegebenen Rechnungsbeispiel ist zur Vereinfachung mit den gestrichelten geraden Ausgleichslinien o — a — b — 15 gerechnet, d. h. es ist angenommen, daß die Wassermenge bei der Schleusung in den ersten 5 Min. von o — 100 m³/sec. gleichmäßig zunimmt, dann 5 Min. lang angenähert konstant bleibt und schließlich in 5 Min. nach der vollständigen Öffnung des Tores wieder gleichmäßig auf o heruntergeht, da es hier nur auf den Nachweis der Möglichkeit und praktischen Brauchbarkeit ankommt, nicht auf die Feststellung genauer Zahlenwerte.

Abb. 3.

Der Betrieb der Schleusen.

Der Schleusenbetrieb würde sich etwa in folgender Weise einrichten lassen. Da auch die Nachbarschleusen durchfahren werden müssen und die Fahrzeiten bei gleichen Wasserständen (Wassermengen des Flusses) in gewissen Grenzen sich halten werden, sowohl für die Bergfahrt als auch für die Talfahrt, so wird man die Schleusungen auch zeitlich in gewissen Grenzen festlegen können, beispielsweise in der Art, daß in allen geraden Stunden (immer zur vollen Stunde) die Schleuse für die Talfahrt bereit nach oben offen steht, dagegen in allen ungeraden Stunden für die Bergfahrt nach unten offen. Bei starkem Verkehr wäre auch halbstündlicher Wechsel möglich. Außerdem kann der Schleusenmeister durch Fernsprecher von den nächsten Schleusen aus recht genau über die voraussichtliche Ankunft der Schleppzüge unterrichtet sein und die Schleu-

zum Empfang der Schiffstransporte nach oben oder unten geöffnet bereit halten, und außerdem durch Vorsignale auf der Strecke den ankommenden Schiffen Mitteilung davon machen, ob die Schleuse nach oben oder nach unten offen steht.

Bei der Bergfahrt erwartet der Schleusenmeister den mit Volldampf einfahrenden Schleppzug am Unterhaupt und gibt dem Dampferführer Auftrag, noch etwa 300 m (= Schlepp-zugslänge) bis zu einem festen Signal mit Volldampf weiter zu fahren, dann halbe Kraft zu fahren. Der Schleusenmeister bleibt vorläufig am Unterhaupt und setzt von hier aus das Obertor vorzeitig elektrisch in Bewegung, entweder sofort oder sobald der Schleppzug etwa $^1/_3$ seiner Länge eingefahren ist (etwa nach 1 Min.), also noch bei vollkommen geöffnetem Untertor. Ein solches vorzeitiges Öffnen des Obertores ist vollkommen unbedenklich; denn einerseits macht sich der Zufluß am Oberhaupt in der 800 m langen Schleuse erst nach etwa 2½ Min. am Unterhaupt bemerkbar, anderseits ist der erste Zufluß gering und die dadurch in der Schleuse entstehende Strömung ist von einem kräftigen Schlepper des Stromes leicht zu überwinden. Auch ist schon deshalb keine Gefahr vorhanden, weil beide Tore, sowohl das Untertor wie auch das Obertor jederzeit schnell und sicher gegen den vollen Überdruck geschlossen werden können. Die Tore sollen sich in längstens einer halben Minute schließen lassen.

Der Schleusenmeister läßt am Unterhaupt den Schleppzug weiter an sich vorbeifahren und veranlaßt dann, sobald daß Heck des letzten Schleppkahnes sich im Unterhaupt befindet, das Schließen des Untertores. Erst nachdem er sich von dem Schluß des Untertores überzeugt hat, geht er dem unterdessen in der Schleuse voranfahrenden Schleppzuge nach und wird den Dampfer wieder eingeholt haben, wenn dieser im Begriff ist, die nun gefüllte (oder fast gefüllte) Schleuse durch das ganz geöffnete Oberhaupt zu verlassen. Hier ist er bereit, nachdem der zu Berg fahrende Schleppzug die Schleuse verlassen hat, den nächsten zu Tal fahrenden Schleppzug mit nach oben offenstehender Schleuse für die glatte Durchfahrt zu empfangen. Der, wie wir gesehen haben, zeitweise in der Schleuse mit halber Kraft in der Richtung nach dem Oberhaupt fahrende Schlepper wird ohne besondere Anordnung selbst wieder mit Volldampf fahren, sobald die Schleuse soweit gefüllt ist, daß der Dampferführer glaubt, die Ausfahrt gewinnen zu können, auch wenn noch keine volle Ausspiegelung eingetreten ist. Vorher, solange noch ein starker Wasserfall am Oberhaupt sichtbar ist, wird der Dampferführer gar nicht auf den Gedanken kommen, mit voller Kraft fahren zu wollen. Eine besondere, die Geschwindigkeit regelnde Anordnung des Schleusenmeisters wird sich daher meist erübrigen. Die ganze Durchfahrt durch die Schleuse wird weniger als 20 Min. erfordern, wie die Rechnung nachher ergeben wird (17 Min.).

Die Talfahrt in der Schleuse vollzieht sich umgekehrt in fast der gleichen Weise nur mit dem Unterschied, daß der Schlepper bei Erreichung des Signalmastes, nachdem der ganze Schleppzug in die Schleuse eingefahren ist, nicht halbe Kraft fährt, sondern die Maschine vollständig stoppt, bis er glaubt, durch das vollständig geöffnete Untertor ausfahren zu können oder vom Schleusenmeister die Aufforderung erhält, mit halber oder voller Kraft zu fahren.

Der Schleusenmeister erwartet am Oberhaupt den talwärts ankommenden und mit Volldampf in die Schleuse einfahrenden Schleppzug und gibt dem Dampferführer den Befehl, bei Erreichung des Signals die Maschine zu stoppen. Sobald der Schleppzug etwa $^2/_3$ seiner Länge eingefahren ist, setzt er elektrisch das Untertor in Bewegung, und schließt das Obertor, sobald der Schleppzug ganz eingefahren ist. Nachdem er sich von dem Schluß des Obertores überzeugt hat, geht er dem mit der Strömung treibenden Schleppzug nach und neben ihm her. Eine Gefahr des Zusammenstoßens ist für die durch die Schlepptrosse miteinander verbundenen Schleppkähne und den Dampfer anfänglich beim Treiben mit der Strömung nicht vorhanden; vielmehr wird die Trosse immer einigermaßen gestreckt bleiben, weil die beschleunigenden Kräfte des Wassers (mehr und) länger auf die vorderen Schiffe wirken als auf die hinteren. Erst beim starken Nachlassen der Ausströmungsmenge gegen Ende der Schleusenentleerung kann sich das Verhältnis umkehren. Dann ist es aber auch an der Zeit, zuerst mit halber Kraft und schließlich mit Volldampf den Ausgang zu gewinnen. Nötigenfalls wird der neben dem Schleppdampfer nach dem Unterhaupt gehende Schleusenmeister dem Dampferführer die entsprechende Anweisung geben, sobald er (aus der Erfahrung und der Kenntnis des Unterwasserstandes) die Ausfahrt mit voller Maschinenkraft für angebracht hält. Nach Ausfahrt des Schleppzuges aus dem Unterhaupt ist die Schleuse wieder bereit für die Durchfahrt eines bergfahrenden Schleppzuges.

Gefälle und Wassergeschwindigkeit in der Schleuse während der Schleusenfüllung und -entleerung.

Das örtliche Wasserspiegelgefälle an jeder Stelle der Schleuse ergibt sich in sorgfältiger Durchführung der Wellenrechnung. Ein Zufluß q am Oberhaupt der Schleuse erzeugt in der Schleusenkammer, deren Wasserquerschnitt z. Zt. F_t sein möge, unmittelbar am Oberhaupt eine dauernde Wassergeschwindigkeit $\frac{q}{F_t}$ und eine gewisse Spiegelerhöhung z. In einer Entfernung x vom Oberhaupt (Abb. 4) tritt die gleiche Wassergeschwindigkeit und die gleiche Spiegelerhöhung erst nach einer geraumen Zeit ein, wenn die vom Oberhaupt ausgehende Welle diesen Punkt erreicht hat. Sie verschwindet wieder, wenn die vom Unterhaupt zurückgeworfene Spiegelerhöhung diesen Punkt x wieder erreicht. Die Füllung der Schleuse geschieht also auch bei gleichmäßigem Zufluß nicht in der Weise eines Dauerzustandes, daß am Oberhaupt dauernd eine Wassergeschwindigkeit $v_0 = \frac{q}{F_t}$ herrscht und an der Stelle x eine dauernde Wassergeschwindigkeit $v_x = v_0 \frac{l - x}{l}$, sondern es tritt an der Stelle x die gleiche Wassergeschwindigkeit v_0 wie am Oberhaupt auf, nur in einer um $\frac{l - x}{l}$ kleineren Zeit. Für die Wirkung, d. h. die Verschiebung des Querschnittes x ist

Abb. 4.

es aber gleichgültig, ob wir mit der vollen Geschwindigkeit v_0 in einer um $\frac{l - x}{l}$ kleineren Zeit rechnen oder mit einer ideellen Geschwindigkeit des Dauerzustandes $(V_x) = v_0 \frac{l - x}{l}$ (vgl. Abb. 4).

Bei langsam zunehmendem Zufluß q nimmt die Höhe der Wasserwelle in der Schleuse auch langsam keilförmig zu (Abb. 4 a). Aus der Überlagerung dieser hin- und rücklaufenden Wellen läßt sich das Gefälle, die Wasserspiegelhöhe und die Wassergeschwindigkeit an jeder Stelle der Schleuse anfangs mit einiger Genauigkeit berechnen und später überschläglich schätzen.

Die auf dem Wasser schwimmenden Schiffe sind den gleichen Beschleunigungskräften ausgesetzt wie das Wasser und erfahren, abgesehen von der eigenen Antriebskraft des Schleppdampfers, die gleiche Beschleunigung wie dieses; es genügt also, die Relativbewegung des Schleppzuges gegenüber dem umgebenden Wasser als Grundlage für die Bestimmung der Lage des Schleppzuges in der Schleuse zu benutzen.

Überschlagsrechnung.

Es ist überschläglich mit einer Relativgeschwindigkeit des Schleppzuges gegenüber dem Wasser in der engen Schleuse gerechnet

bei voller Kraft = 6 km/h = 1,67 m/sec.
,, halber Kraft = 4 km/h = 1,1 m/sec.
,, ganz kleiner Kraft = 2 km/h = 0,55 m/sec.

Die Durchfahrtszeit ist gerechnet von dem Zeitpunkte an, in dem der Bug des mit Volldampf einfahrenden Schleppdampfers des Schleppzuges gerade die Linie des Untertores erreicht hat, bis zu dem Augenblick, in dem das Heck des letzten Kahnes des ausfahrenden Schleppzuges gerade das Obertor passiert.

I. Bergfahrt.

Zeit 0:

Der Schleppzug beginnt die Einfahrt. Der Wasserspiegel in der Schleuse ist horizontal, die Wassergeschwindigkeit = 0, die Schiffsgeschwindigkeit = 1,67 m/sec.

Zeit: nach 1 Minute:

Der Schleppzug ist rd 100 m in die Schleuse hineingefahren, im übrigen wie bei Zeit 0. Die Öffnung des Obertores beginnt.

Zeit: nach 2 Minuten, 39 Sekunden:

Der Schleppzug ist rd 265 m in die Schleuse eingefahren. Wassergeschwindigkeit am Schleppzuge = 0 (abgesehen von der durch die Schiffsbewegung selbst erzeugten Wassergeschwindigkeit neben dem fahrenden Schiffe). Die von dem sich öffnenden Obertor ausgehende Wasserbewegung in der Schleuse erreicht gerade die Spitze des Schleppzuges. Zuflußmenge am Obertor q = rd 33 m³/sec. Der Wasserspiegel in der Schleuse zeigt eine keilförmige Erhöhung, die am Schlepper = 0, am Oberhaupt etwa 43 cm beträgt. Die Erhöhung pflanzt sich für den Wellenfuß, d. h. solange die Wassergeschwindigkeit v annähernd = 0 ist mit einer Geschwindigkeit $c = \sqrt{g \frac{F}{B}}$ fort (F = Wasserquerschnitt der Schleusenkammer, B = Wasserspiegelbreite, bei senkrechten Wänden ist F/B = der Tiefe, g = Erdbeschleunigung). In unserem Falle ist c für den Wellenfuß $= \sqrt{9{,}81 \cdot 3{,}0} = 5{,}42$ m/sec. In 1 Min. 39 Sek. hat er also 99 · 5,42 eine Strecke von rd 537 m zurückgelegt.

Sobald eine Wassergeschwindigkeit vorhanden ist, pflanzt sich die Wasserspiegelerhebung mit einer Wellengeschwindigkeit fort:

$$c = \sqrt{g \frac{F}{B} - \xi v^2 + v}\,{}^{*)},$$

hierin bedeutet v die Wassergeschwindigkeit (positiv und in Richtung der Wellenfortpflanzung) und ξ ist der Einfluß der Wandreibung:

$$\xi = \frac{g}{K^2} \cdot \frac{c\,\Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{p}{B}\,{}^{*)}$$

(K = Widerstandsbeiwert in der bekannten Formel $v = K\sqrt{RJ}$, c die Wellengeschwindigkeit; die Grundformel ist also nicht nach c aufgelöst, sie läßt sich aber bequem durch Näherungsrechnung lösen; p der benetzte Umfang und B die Spiegelbreite des Wasserquerschnittes der Schleusenkammer und $\frac{\Delta h}{\Delta t}$ das Ansteigen des Wasserspiegels der betreffenden Stelle in der Zeiteinheit).

Für $K^2 = 2500$, $\frac{\Delta h}{\Delta t}$ = rd 43 cm in 99 Sekunden = 0,0044, $v = \frac{33}{3{,}43 \cdot 12{,}5} = +0{,}77$ m/sec. und $p/B = \frac{19{,}38}{12{,}5} = 1{,}55$ ergibt sich:

$$c = \sqrt{9{,}81 \cdot 3{,}43 - \frac{9{,}81}{2500} \cdot \frac{c}{0{,}0044} \cdot 1{,}55 \cdot 0{,}77^2} + 0{,}77$$

c = 6,11 m/sec.

*) Die Ableitung der Formeln werde ich gelegentlich in einer späteren Arbeit bringen und muß sie hier vorläufig wegen Platzmangels schuldig bleiben.

und weiter die Spiegelerhöhung am Oberhaupt:

$$z = \frac{q}{c\,B} = \frac{33}{6{,}11 \cdot 12{,}5} = 43 \text{ cm},$$

wie auch in die Rechnung eingesetzt war. Zugeflossen sin[d] bisher in die Schleuse etwa 1600 m³.

Zeit: nach 3 Minuten:

Der Schleppzug ist rd 300 m, also ganz in die Schleu[se] eingefahren. Der Dampferführer stellt (am Signal) d[ie] Maschine auf „halbe Fahrt". Der Schleusenmeister ve[r]anlaßt das Schließen des Untertores. Der Wasserzufl[uß] am Obertor beträgt etwa 40 m³/sec. Die keilförmige Spieg[el]erhöhung hat mit ihrer Spitze die Mitte des Schleppzuge[s] erreicht und hat am Oberhaupt eine Höhe von z = 52 cm. Die Wassergeschwindigkeit beträgt hier am Obe[r]haupt $v = \frac{40}{3{,}52 \cdot 12{,}5}$ = rd 91 cm, in der Mitte des Schlep[p]zuges v = 0 und an der Spitze des Schleppzuges et[wa] 23 cm/sec. Zugeflossen zur Schleuse sind im ganzen et[wa] 2400 m³.

Zeit: nach 3½ Minuten:

Der Schleppzug ist mit seiner Spitze etwa 325 m vo[m] Untertor entfernt. Zuflußmenge q = 50 m³/sec. D[ie] Wasserspiegelerhebung beträgt am Oberhaupt z = 65 c[m], an der Spitze des Schleppzuges 30 cm, am Ende des Schlep[p]zuges rd 5½ cm, und am Untertor ebensoviel = 5 c[m]. Die Wassergeschwindigkeit errechnet sich am Oberhau[pt] zu $\frac{50}{12{,}5 \cdot 3{,}65}$ = 1,09 m/sec., an der Spitze des Schleppzug[es] zu $\frac{23{,}5}{12{,}5 \cdot 3{,}30}$ = 0,57 m/sec., am Ende des Schleppzug[es] zu $v = \frac{4 \text{ m}^3}{12{,}5 \cdot 3{,}058}$ = 0,11 m/sec. und am Untertor = 0.

Die angegebenen Werte ergeben sich in folgender Wei[se]: rd 71 Sekunden (70½) nach Beginn der Öffnung des Oberto[rs] beträgt am Obertor die Zuflußmenge q = 23½ m³/sec. u[nd] erzeugt hier eine Spiegelerhebung z = rd 30 (30½) cm. Die[ser] Zustand pflanzt sich mit einer Geschwindigkeit nach d[em] Untertor fort (s. oben) von:

$$c = \sqrt{9{,}81 \cdot 3{,}30 - \frac{9{,}81}{2500} \cdot \frac{c}{0{,}0044} \cdot 1{,}53 \cdot 0{,}57^2} + 0{,}57$$

c = 6,02 m/sec.

und erreicht die Spitze des Schleppzuges nach weiteren [79] Sekunden (79 · 6,02 = 475 m) oder = 3½ Min. nach der E[in]fahrt. In gleicher Weise sind die anderen angegebenen We[rte] errechnet.

In der Mitte des Schleppzuges beträgt der Gegenstr[om] rd $\frac{0{,}57 + 0{,}11}{2}$ = 0,34 m/sec.

Nach 6 Minuten:

Der Zufluß beträgt am Oberhaupt rd 100 m³/sec. [Die] Spiegelerhöhung z errechnet sich hier zu rd 1,5 m. [Die] Wellengeschwindigkeit des in der Schleuse zurücklaufend[en] Schwalles beträgt:

$$c = \sqrt{g \frac{F}{B} + \frac{g}{K^2} c \frac{\Delta t}{\Delta h} \cdot \frac{p}{B} v^2} - v,$$

weil die Wasserströmung hier der Fortpflanzung (Rü[ck]lauf) der Spiegelerhöhung entgegengesetzt ist. Die Üb[er]lagerung der einzelnen Teile der Schwallwelle läßt sich o[hne] zeitraubende Rechnungen nicht mehr genau verfolg[en,] ebenso die Verteilung der Wassergeschwindigkeiten ni[cht] genau. Es sollen daher beide überschläglich geschä[tzt] werden. Am Ende des vorigen Zeitabschnittes fand [der] Fuß der rücklaufenden Welle in der Mitte zwischen d[em] Ende des Schleppzuges und dem Untertor eine Wass[er]geschwindigkeit vor von rd. 7 cm/sec., eine Spiegelerhöhu[ng] von 5 cm; seine Fortpflanzungsgeschwindigkeit betrug h[ier] c = rd 5,40 m/sec.

Am Oberhaupt findet er zeitweilig eine Spiegelerhöhung von $z = 1{,}35$ m (ohne Überlagerung) und eine Wassergeschwindigkeit von $v = 1{,}84$ m/sec. vor. Die Wellengeschwindigkeit des Wellenfußes ergibt sich hier zu:

$$c = \sqrt{9{,}81 \cdot 4{,}35 + \frac{9{,}81}{2500} \cdot \frac{1{,}69}{0{,}005} \cdot 3{,}38 \cdot c} - 1{,}84 = \text{rd } 6{,}5 \text{ m/sec.}$$

Im Mittel beträgt die Wellengeschwindigkeit des Fußes der rücklaufenden Welle in diesem Zeitraum etwa:

$$= \frac{5{,}40 + 6{,}5}{2} = \text{rd } 6 \text{ m/sec.}$$

Er hat daher in diesem letzten Zeitraum rd 900 m zurückgelegt und befindet sich etwa 100 m vom Obertor entfernt auf dem Wege wieder nach dem Unterhaupt. Das Gefälle in der Schleuse ist zum größten Teil (auf rd. 700 m) vom Unterhaupt nach dem Oberhaupt geneigt, zum kleineren Teil (auf rd 100 m) vom Oberhaupt nach dem Unterhaupt geneigt; es ist aber wegen der ungleichen Fortpflanzungsgeschwindigkeit der einzelnen Teile des Wellenschwalles nicht geradlinig, sondern gewölbt. Die Höhe des Wasserspiegels am Unterhaupt ermitteln wir schätzungsweise aus der Bedingung, daß die gesamte zugeflossene Wassermenge $= \frac{300 \cdot 100}{2} = 15\,000$ m³ in der Spiegelerhöhung untergebracht sein muß:

$$\frac{z_u + 1{,}50}{2} \cdot 800 \cdot 12{,}5 = 15\,000,$$

oder z_u am Unterhaupt $= 1{,}50$ m. In Wirklichkeit ist die Spiegelerhöhung wegen des Gegengefälles größer. Für die überschlägliche Berechnung der Wassergeschwindigkeiten sei mit einem geradlinigen Spiegelgefälle gerechnet und mit einer geradlinig abnehmenden Geschwindigkeitsverteilung. Die Geschwindigkeit würde ohne Überlagerung am Obertor $= 1{,}84$ m/sec. betragen, am Unterhaupt $= 0$, und 270 m vom Untertor entfernt (bis dahin kommt ungefähr die Mitte des Schleppzuges in diesem Zeitabschnitt) $= \frac{270 \cdot 1{,}84}{800} = 62$ cm/sec. Die Gegenströmung für den Schleppzug beträgt daher im Mittel (s. oben) $= \frac{32 + 62}{2} = 47$ cm/sec. und der Schleppzug hat noch eine mittlere absolute Geschwindigkeit (gegen die Schleuse) von $1{,}10 - 0{,}47 = 0{,}63$ m/sec. Er legt in diesem Zeitabschnitt eine Strecke zurück von $150 \cdot 0{,}63 = 95$ m und befindet sich am Ende des Zeitabschnittes mit seiner Mitte 270 m, mit der Spitze 420 m vom Unterhaupt entfernt.

Nach 11 Minuten:

In der Zeitspanne von 6—11 Min., also bis zu dem Zeitpunkte, in dem das Obertor ganz geöffnet ist, ist der Wasserzufluß gleichbleibend $= 100$ m³/sec. angenommen, während er in Wirklichkeit anfangs etwas weniger beträgt und im Laufe der 5 Min. über 100 m³ hinausgeht (vgl. Skizze 3). Das Wasserspiegelgefälle in der Schleuse wird sich in dieser Zeit mehrfach umkehren, d. h. es wird zeitweise nach dem Obertor hin abfallen, zeitweise nach dem Untertor mit den verschiedensten Zwischenstellungen. Der Wasserspiegel wird sich aber wegen der zunehmenden Wassertiefe und der infolgedessen auch zunehmenden Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit mehr der Horizontalen nähern. Es ist daher in dieser Zeit überschläglich mit einem horizontalen Wasserspiegel und mit gleichmäßig nach dem Untertor abnehmender Wassergeschwindigkeit gerechnet.

Am Schlusse dieses Zeitraumes sind im ganzen 45 000 m³ zugeflossen; die Wassertiefe in der Schleuse beträgt rd $7\frac{1}{2}$ m und die Wassergeschwindigkeit am Oberhaupt $= \frac{100}{7{,}5 \cdot 12{,}5} = 1{,}07$ m/sec. In der Mitte des Schleppzuges, die sich dann etwa 420 m vom Untertor befindet, beträgt der Gegenstrom dann rd $\frac{420 \cdot 1{,}07}{800} = \text{rd } 57$ cm/sec., oder im Mittel für den ganzen letzten Zeitabschnitt $\frac{62 + 57}{2} = \text{rd } 60$ cm/sec. Die absolute Geschwindigkeit des Schleppzuges gegenüber der Kammerwand beträgt daher im Mittel für diesen Zeitraum $1{,}10 - 0{,}60 = 0{,}5$ m/sec. Der Schleppzug hat einen Weg zurückgelegt von $300 \cdot 0{,}5 = 150$ m und befindet sich mit seiner Mitte 420 m, mit der Spitze 570 m vom Unterhaupt entfernt.

Bei Beginn des zuletzt behandelten Zeitabschnittes beträgt das Wasserspiegelgefälle am Oberhaupt zwischen Oberwasser und Schleusenspiegel rd $4^3/_4$ m und das Füllungswasser (annähernd 100 m³/sec.) stürzt wasserfallartig in die Schleuse. Der Dampferführer wird daher anfänglich auch wenig Neigung haben, aus eigenem Antriebe schneller als mit halber Kraft zu fahren (würde er es aber tun, so würde es auch nicht bedenklich sein, weil er frühzeitig in die stärkere Wassergeschwindigkeit in der Schleuse hineinkommt und daher der wirklich zurückgelegte Weg im Vergleich zur Kammerwandung gering bleibt. Am Ende des letzten Zeitabschnittes beträgt das Gefälle am Oberhaupt aber nur noch $1\frac{1}{2}$ m, oder wegen der Absenkung in der oberen Haltung weniger; das Obertor ist voll geöffnet und es ist daher für den Dampferführer kein sichtbarer Hinderungsgrund mehr vorhanden, die Ausfahrt möglichst schnell zu gewinnen. Jetzt ist es an der Zeit, wieder mit voller Kraft ($= 1{,}67$ m/sec.) zu fahren, was erforderlichenfalls der Schleusenmeister durch Zuruf anordnen wird.

Zeit: nach 16 Minuten:

Die Wassergeschwindigkeit in der ganzen Schleuse nimmt rechnungsmäßig am Ende der Schleusenfüllung bis auf 0 ab. Der Gegenstrom am Schleppzuge beträgt in der Mitte desselben und im Mittel des letzten Zeitabschnittes von 5 Min. $v = \frac{0{,}57 + 0}{2} = \text{rd } 0{,}3$ m/sec. Die absolute Fahrgeschwindigkeit des Schleppzuges gegenüber dem Ufer beträgt daher im Mittel $= 1{,}67 - 0{,}3 = \text{rd } 1{,}4$ m/sec., und der Schleppzug legt in dieser Zeit einen Weg zurück $= 300 \cdot 1{,}4 = 420$ m. Die Spitze des Schleppzuges befindet sich daher bei völliger Ausspiegelung bereits 190 m außerhalb des Obertores.

Für die völlige Ausfahrt aus der Schleuse braucht der Schleppzug dann noch bei einer Fahrgeschwindigkeit von 1,67 m/sec. eine Zeit von $\frac{110}{1{,}67} = 66$ Sek., so daß die Durchfahrt durch die Schleuse im ganzen rd 17 Min. beansprucht. Der Zeitverlust ist aber noch erheblich geringer, weil der Schleppzug auf dem freien Strom für die Zurücklegung des in der Schleuse durchfahrenen Weges von $800 + 300 = 1100$ m auch eine nicht unbeträchtliche Zeit gebraucht hätte, so daß man mit einer gewissen Berechtigung von einer Schleusung ohne Zeitverlust reden kann.

II. Talfahrt.

Etwas ungünstiger liegen die Verhältnisse bei der Talfahrt, insofern als der Schleppzug dann anfänglich mit dem Gefälle in der Schleuse und in gleicher Richtung mit der Wassergeschwindigkeit v in der Schleuse fährt und daher angehalten werden muß, anfangs sehr langsam zu fahren, so daß er nur eben die Trossen stramm hält. Ungünstig ist es auch, daß man die Öffnung des Untertores bei der Talfahrt nicht so früh beginnen kann, weil der Wasserabfluß in der gefüllten Schleuse (Tiefe 9 m) sich wegen der größeren Wellengeschwindigkeit schneller am Obertor bemerkbar macht als der Wasserzufluß vom Obertor in der ungefüllten Schleuse nach dem Untertor hin. Günstig dagegen wirkt der Umstand, daß die im allgemeinen nach dem Untertor zunehmende Wassergeschwindigkeit den Schleppzug (und die Trossen) schon von selbst gestreckt hält. Der Schlepper kann ohne Bedenken die Maschine ganz stoppen. Der Schleppzug wird trotzdem ruhig und gefahrlos in der Schleuse liegen und braucht, wenn die Schleuse lang genug ist, nicht festgelegt zu werden. Der Schleppzug wird nur langsam mit mäßig strammen Trossen im ganzen nach unten (zum Unterhaupt) treiben. Die Kräfte in den Trossen sind dabei geringer als bei festgelegten Schiffen.

Erst nach völliger Öffnung des Untertores am Ende der Schleusung wird bei schneller Abnahme der Ausflußmenge q eine Stauchung des freitreibenden Schleppzuges durch die rücklaufende Hebungswelle bei stark verminderter Wassergeschwindigkeit möglich und wahrscheinlich sein. Dann aber wird der Schlepper schon wieder wenigstens mit kleiner Kraft fahren und schließlich mit Volldampf, um möglichst schnell die Ausfahrt aus der Schleuse zu gewinnen. Der mit strammen Trossen fahrende Schleppzug wird dann durch die Strömungsänderung nicht mehr belästigt.

Zeit: 0:

Der Schlepper beginnt die Einfahrt. Der Wasserspiegel in der Schleuse ist horizontal, die Wassergeschwindigkeit = 0, die Schiffsgeschwindigkeit = 1,67 m/sec.

Zeit: nach 2 Minuten:

Der Schleppzug ist rd 200 m in die Schleuse hineingefahren. Im übrigen sind die Verhältnisse wie vor. Die Öffnung des Untertores beginnt.

Zeit: nach 3 Minuten:

Der Schleppzug ist rd 300 m, also ganz in die Schleuse eingefahren. Der Schleusenmeister veranlaßt das Schließen des Obertores. Der Dampferführer stellt die Maschine erst auf halbe Kraft und stoppt sie nach kurzer Zeit ganz.

Die vom Untertor vordringende Spiegelabsenkung hat an ihrem Kopf eine Geschwindigkeit:

$$c = \sqrt{g \frac{F}{B}} = \sqrt{9{,}81 \cdot 9} = 9{,}4 \text{ m/sec.}$$

und ist in einer Minute $60 \cdot 9{,}4 = 564$ m eingedrungen, hat also die Spitze des Schleppzuges bereits erreicht.

Am Untertor beträgt die Abflußmenge rd 20 m³/sec., die Wassergeschwindigkeit in der Schleusenkammer = rd 0,18 m/sec., die Fortpflanzugsgeschwindigkeit der Absenkung (da die Reibung infolge der geringen Geschwindigkeit gering ist):

$$c = \text{rd} \sqrt{g \frac{F}{B}} - v = \sqrt{9{,}81 \cdot 8{,}83} - 0{,}18 = 9{,}3 \text{ m/sec.}$$

und die Absenkung:

$$z = \frac{20}{12{,}5 \cdot 9{,}3} = 17 \text{ cm.}$$

Zeit: nach 3½ Minuten:

Das Obertor ist geschlossen. Der Kopf der Senkungswelle hat das Obertor erreicht, ist hier zurückgeworfen und hat bereits wieder einen Weg von etwa 50 m nach dem Untertor zurückgelegt.

Am Untertor beträgt der Wasserabfluß rd 30 m³/sec., die Spiegelabsenkung rd 27 cm, die Wassergeschwindigkeit rd 28 cm, die Wellengeschwindigkeit bei Vernachlässigung der Reibung:

$$c = \text{rd} \sqrt{9{,}81 \cdot 8{,}75} - 0{,}28 = \text{rd } 9 \text{ m.}$$

Der anfänglich noch mit halber Kraft fahrende Schleppzug möge in dieser Zeit rd 30 m weiter eingefahren sein (Annahme) und befindet sich mit seiner Spitze 330 m, mit seiner Mitte 180 m vom Obertor entfernt. Die Wassergeschwindigkeit beträgt in der Mitte des Schleppzuges jetzt etwa $\frac{180}{800} \cdot 28 = \text{rd } 6$ cm/sec.

Zeit: nach 7 Minuten:

Der Wasserabfluß beträgt am Unterhaupt (nach der Näherungsannahme vgl. Abb. 3) q = 100 m³/sec. Die Absenkung beträgt nach roher Schätzung etwas mehr als 1,50 m. Die Wassergeschwindigkeit in der Schleuse am Unterhaupt beträgt etwa rd 1,1 m/sec. (1,07). In der Mitte des Schleppzuges, der langsam mit dem Wasser herunter treibt und in den 210 Sek. (3½ bis 7 Min.) etwa 38 m vorgerückt ist, beträgt die Wassergeschwindigk[illegible] rd $1{,}10 \cdot \frac{218}{800} = \text{rd } 0{,}30$ m/sec. oder im Mittel für die gan[illegible] Zeit $= \frac{30 + 6}{2} = 18$ cm/sec. Der Schleppzug befindet si[illegible] am Ende dieses Zeitraumes mit seiner Spitze 368 m, m[illegible] seiner Mitte 218 m vom Oberhaupt entfernt.

Zeit: nach 12 Minuten:

In dieser Zeit von 7—12 Min. öffnet sich das Untertor weit[illegible] trotzdem steigt die Abflußmenge q wegen des mit der E[illegible] leerung abnehmenden Gefälles nicht mehr (wesentlic[illegible] Sie ist für diesen ganzen Zeitraum bei der Überschla[illegible] rechnung konstant angenommen = 100 m³/sec. Das G[illegible] fälle ändert sich mehrfach, es ist bald flach, bald wie[illegible] steiler, nimmt aber im allgemeinen mit der fortschreitend[illegible] Entleerung zu. Es ist im allgemeinen nach dem Unterha[illegible] abfallend. Die Wassergeschwindigkeit nimmt ebenso [illegible] fortschreitender Entleerung zu.

Am Ende dieses Zeitraumes ist das Untertor ga[illegible] geöffnet. Das Spiegelgefälle beträgt am Unterhaupt 1,5 [illegible] (in Wirklichkeit wegen des Gefälles in der Schleuse u[illegible] der Spiegelerhöhung im Unterwasser weniger). Die Wass[illegible] geschwindigkeit beträgt am Unterhaupt etwa 1,8 m/s[illegible] und in der Mitte des Schleppzuges, die sich etwa gen[illegible] in der Mitte der Schleusenlänge befindet, rd 0,9 m/s[illegible] Im Mittel beträgt die Strömung in der Schleu[illegible] am Schleppzuge für den ganzen letzten Zeitabschn[illegible] $\frac{0{,}90 + 0{,}30}{2} = 0{,}6$ m/sec. und der Schleppzug rückt in die[illegible] Zeit etwa $300 \cdot 0{,}6 = 180$ m vor und befindet sich a[illegible] Schlusse dieses Zeitabschnittes mit seiner Spitze rd 550 [illegible] mit seiner Mitte rd 400 m vom Obertor entfernt.

Zeit: nach 17 Minuten:

Trotz des noch am Unterhaupt vorhandenen stark[illegible] Gefälles muß der Dampferführer in diesem Zeitabschn[illegible] die Maschine langsam angehen lassen, um die Tross[illegible] stramm zu halten und ein Stoßen in ihnen zu vermeid[illegible] Es wird angenommen, daß der Schleppzug dabei e[illegible] Geschwindigkeit relativ zum Wasser von etwa 2 km/h [illegible] 0,55 m/sec. erhält. Die Geschwindigkeit gegenüber [illegible] Schleusenmauer beträgt dann anfangs 0,55 + 0,9 = 1,[illegible] m/sec., die sich schließlich bei der Ausspiegelung auf 0,[illegible] m/sec. ermäßigt. Im Mittel beträgt also die Geschwindigk[illegible] etwa $\frac{1{,}45 + 0{,}55}{2} = 1$ m/sec. Der Schleppzug legt in 300 S[illegible] rd 300 m zurück und wird bei Ausspiegelung der Schleu[illegible] mit dem Unterwasser schon um $^1/_6$ seiner Länge aus [illegible] Schleuse herausgefahren sein.

Die völlige Ausfahrt aus der Schleuse erfordert da[illegible] noch bei einer Höchstgeschwindigkeit des Schleppzuges v[illegible] 1,67 m/sec. (= 6 km/h) eine Zeit von $\frac{250}{1{,}67} = 150$ Sek. (od[illegible] 2½ Min.). Die Zeit der ganzen Durchfahrt beträgt bei [illegible] Talfahrt demnach rd 19½ Min. Der Zeitverlust auf die[illegible] 1100 m langen Strecke gegenüber der Fahrt auf dem fre[illegible] Strom ist, wie bereits oben bei der Bergfahrt angeführt w[illegible] natürlich entsprechend geringer.

Schlußbemerkungen.

Bei der obigen Überschlagsrechnung darf es nicht [illegible] fremden, daß das eine Tor schon geöffnet wird, ehe das and[illegible] Tor geschlossen ist, ja bevor der Schleppzug überhaupt ga[illegible] eingefahren ist, und daß außerdem sowohl bei der Bergfa[illegible] als auch bei der Talfahrt schon mit einer Ausfahrt des Schle[illegible] zuges vor völliger Ausspiegelung gerechnet wird. Das erst[illegible] ist völlig gefahrlos, weil dabei ein Durchfließen der Schleu[illegible] überhaupt nicht eintritt, sondern es wird nur die Zeit a[illegible] genutzt, welche die Fortpflanzung der Bewegung von ein[illegible] Tor zum anderen braucht. Die Beschleunigung der Ausfa[illegible]

wird sich aber in der Praxis wahrscheinlich noch vergrößern lassen, da die Wasserbewegung in der Schleuse am Ende der Schleusung durchaus nicht mehr so wild ist, daß sie ein in Fahrt befindlicher Schleppzug nicht durchfahren kann. Ich erinnere daran, daß sogar die Möglichkeit erwogen ist, die Schiffe mit der Strömung durch eine beiderseits geöffnete Rinne (wie durch eine Floßgasse) vom Oberwasser ins Unterwasser fahren zu lassen bzw. sie mit sehr großer Kraft in einer solchen Rinne vom Unterwasser nach dem Oberwasser zu schleppen. Gegen die bei einer solchen offenen Rinne auftretenden Wasser- und Schiffsbewegungen und die für die Aufwärtsbewegung notwendigen Kräfte ist die freie Durchfahrt durch eine verlängerte Schleuse ein Kinderspiel. Auch ist die Forderung der Möglichkeit der Torbewegung bei Wasserdruck durchaus nichts Ungewöhnliches.

Ungünstig ist allerdings der gegenüber einer gewöhnlichen Schleuse stark vergrößerte Wasserverbrauch für jede Schleusung bzw. für jede Durchfahrt. Dieser Nachteil wird die freie Durchfahrt auf Kanälen ausschließen. Auf größeren Strömen aber, denen doch eine gewisse Wassermenge belassen werden muß, wird der größere Wasserverbrauch nicht sonderlich ins Gewicht fallen gegenüber den Vorteilen für die Beschleunigung der Schiffstransporte. In dem durchgerechneten Beispiel beträgt der für die freie Durchfahrt durch die Schleuse notwendige Wasserbedarf rd 60 000 m^3 für eine Berg- und Talfahrt. Bei höchstmöglicher Beschleunigung wird eine solche Doppeldurchfahrt zu Berg und zu Tal $17 + 19\frac{1}{2}$ = rd 40 Min. erfordern. Der Wasserverbrauch beträgt also im Mittel $\frac{60000}{40 \cdot 60} = 25$ m^3/sec., das ist eine Wassermenge, die man in größeren Strömen sicher voraussetzen darf.

Die Einzelheiten der Schleusenanordnung und der Tor- und Schiffsbewegung werden sich bei genauer Entwurfsbearbeitung jedenfalls noch ändern. Es war aber auch hier nicht die Absicht, den Entwurf einer solchen Schleuse vorzuführen, sondern es sollte nur die Möglichkeit der freien Durchfahrt dargetan und an einem Beispiel in rohen Strichen erläutert werden. Das dürfte erreicht sein.

NEUE BESTIMMUNGEN DES PREUSSISCHEN MINISTERS FÜR VOLKSWOHLFAHRT FÜR DEN EISENHOCHBAU

vom 25. Februar 1925.

Die neuen Vorschriften sind zunächst durch die notwendige Einführung des hochwertigen Baustahles St. 48 in den Eisenhochbau — infolge seiner bisherigen erfolgreichen Verwendung im Brückenbau — veranlaßt. Da zu erwarten steht, daß im gleichen Sinne der neue hochwertige Baustoff sich auch im Eisenhochbau einbürgern wird, war eine Ergänzung der bisher für den Eisenhochbau geltenden Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. XII. 1919 (insbesondere von Teil D I und II a) nicht zu umgehen. Mit Recht sind die neuen Bestimmungen den gleichzeitig erscheinenden neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn (Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken vom 25. II. 1925) im Hinblick auf eine ebenso erwünschte wie notwendige Einheitlichkeit auf beiden Hauptgebieten des Eisenbaus, dem Eisenhoch- und Brückenbau, angepaßt. Zunächst bringen die neuen Vorschriften einmal, z. T. allerdings nicht sehr erhebliche Änderungen der zulässigen Spannungen für St. 37, alsdann aber die neuen Werte für St. 48. Weiter befassen sie sich mit tief einschneidenden Umwälzungen in der Berechnungsweise der auf Druck und Knicken beanspruchten Stäbe. Zudem machten die auf der letzten Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes im Herbst 1924 in Stuttgart vom Geh. Regierungsrat Dr.-Ing. e. h. S. Müller-Berlin vorgetragenen wertvollen Ergebnisse der vom D. E. V. in Verbindung mit dem preußischen Minister für Volkswohlfahrt durchgeführten Untersuchungen über die konstruktive und wirtschaftliche Verbesserung einfacher Trägeranschlüsse die Einführung neuer

Tabelle I: Zulässige Spannungen für St. 37 und St. 48.

Verwendungsform	Art der Beanspruchung	Beanspruchung kg/cm² α) Flußstahl St. 37	β) hochw. Baustahl St. 48	Bemerkungen
a) in Walzprofilen, gegliederten Bauteilen, Stützen u. dgl.	Biegung und Zug	1 200	1 560	Die Berechnung der Druckstäbe, insbesondere Stützen in Geschoßbauten vgl. unter B.
b) „ „ „ „ „ „ „	Schub	1 000	1 300	
c) Niete und eingepaßte Schraubenbolzen	Abscheren	1 000	1 300	Für Niete und eingepaßte Schraubenbolzen ist der Bohrungsdurchmesser, für rohe Schrauben der Schaftdurchmesser in Rechnung zu stellen.
d) „ „ „ „	Lochleibungsdruck	2 000	2 600	
e) Gewöhnliche Schraubenbolzen (rohe Schrauben)	Abscheren	800	1 040	
f) „ „ „ „	Lochleibungsdruck	1 600	2 080	
g) Ankerschrauben u. Anker (Rund-, Flach- u. Profileisen)	Zug	800	1 040	Für Schrauben gilt der Kernquerschnitt.
h) Altes wieder zu verwendendes Eisen	Die Beanspruchung ist je nach Beschaffenheit des Eisens und Schwächung durch Rost anzusetzen. Liegt bereits Überschreitung der Streckgrenze vor, z. B. bei vorhandenen Knickstellen oder starken Durchbiegungen, so darf das Eisen nur nach Untersuchung in amtl. Prüfungsanstalten unter entsprechender Herabsetzung der Beanspruchung wieder verwendet werden.			
i) Schweißeisen	Sollte ausnahmsweise noch Schweißeisen verwendet werden, so sind die Beanspruchungen um 10 vH zu ermäßigen.			

diesbezüglicher Vorschriften zur Notwendigkeit[1]). Demgemäß werden auch in den neuen Vorschriften vor allem drei Hauptpunkte behandelt: die zulässigen Spannungen, namentlich im Hinblick auf St. 48, die Spannungsermittlung in den auf Druck und Knickung belasteten Stäben und die Berechnung eiserner Deckenträger.

A. Die zulässigen Spannungen.

Die unter dem 25. II. 1925 zur Ausgabe gelangten Bestimmungen regeln in erster Linie die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl, ferner aus Gußeisen, Stahlguß (Stahlformguß) und geschmiedetem Stahl bei Hochbauten. Vorausgesetzt ist hierbei als Hauptkonstruktions-Baustoff zunächst Flußstahl (St. 37), bisher Flußeisen genannt, mit einer Zugfestigkeit von 3700 bis 4500 kg/cm² und hochwertiger Baustahl, St. 48, mit Zugfestigkeiten zwischen 4800 und 5800 kg/cm² und einer Bruchdehnung beim Längsstab von wenigstens 18 vH. Die für diese beiden wichtigsten Baustoffe des Eisenhochbaus nunmehr neu festgelegten zulässigen Spannungen sind in der vorstehenden Tabelle zusammengefaßt.

Als Elastizitätszahl ist sowohl für Flußstahl St. 37 als auch St. 48 die Zahl 2 100 000 kg/cm² (also nicht mehr 2 150 000 kg für das cm²) festgelegt, während für das kaum mehr als Konstruktionseisen verwendete Schweißeisen diese Größe auf 2 000 000 kg/cm² (wie bisher) bestimmt ist.

Betrachtet man die in der Tabelle angegebenen Werte, so erkennt man, daß sie — soweit St. 37 in Frage kommt — im allgemeinen den bisher innegehaltenen Größen sich anpassen und daß naturgemäß — entsprechend seinen verbesserten Festigkeitseigenschaften — bei St. 48 z. T. recht erheblich höhere Spannungen zugelassen sind. Im allgemeinen beträgt diese Vergrößerung bei Biegung, Zug und Schub etwa $^1/_3$. Bei beiden Baustoffen ist das Verhältnis der zulässigen Abscherspannung von Nieten, eingepaßten und gewöhnlichen Schrauben zur Lochleibungsspannung = 1 : 2 beibehalten. Neu sind die Bestimmungen über die Wiederverwendung von altem Eisen; hier wäre vielleicht eine Zusatzbestimmung am Platze, daß ein derartiges Material, nur wenn es vollkommen einwandfrei ist, für Haupttragglieder wieder Verwendung finden darf. Bei der Verwendung des hochwertigen Baustahls, St. 48, gilt als Voraussetzung für die Benutzung, daß die Abnahme durch einen erfahrenen Fachmann (gemäß Din 1000) ausgeführt und die einwandfreie Beschaffenheit und Gleichartigkeit des Baustoffes gewährleistet wird. Hierbei sind für die Güteprüfung die Bedingungen der Deutschen Reichsbahn für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl (v. 10. XI. 1924, 82 D 14859) sinngemäß anzuwenden.

Zur äußeren Unterscheidung von St. 37 und St. 48 müssen alle Bauglieder aus letzterem Baustoffe durch eine Markenlinie gekennzeichnet sein, die beim Walzen einem jeden Stück in ganzer Länge eingepreßt wird. In gleichem Sinne sind die Setzköpfe der Niete bzw. die Schraubenbolzen mit einem stark erhabenen Zeichen „H" zu versehen[2]). Abzuwarten wird bezüglich der Verwendung von St. 48 in größerem Maßstabe freilich bleiben, ob die deutschen Eisenwerke diesen Baustoff mit den geforderten Eigenschaften, namentlich der hohen Dehnung, zu angemessenem Preis im Großen schon in nächster Zeit werden herstellen können.

2. Zulässige Spannungen für Gußeisen.

Bei Beanspruchung:

a)	auf achsrechten Druck	ist σ_{zul} in kg/cm²	=	600
b)	„ Flächendruck in Lagern	„ „ „	=	1000
c)	„ Zug bei Biegung	„ „ „ „	=	300
d)	„ Druck bei Biegung	„ „ „ „	=	600
e)	„ Zug und Schub	„ „ „ „	=	500

[1]) Der Vortrag des Prof. Dr. S. Müller kommt demnächst im „Bauingenieur" mit allen Einzelheiten und Ergebnissen zum Abdruck.

[2]) Die Kennzeichnung durch einen Farbstrich genügt nicht, „da ein solcher vergänglich ist oder leicht nachgeahmt werden kann".

Gegenüber den bisher üblichen Spannungswerten sin[d] im Hinblicke auf die tatsächliche Güte und einwandfreie, mei[st] fehlerlose Herstellung von Gußeisen die zulässigen Spannungs[-] werte unter c) u. d) erhöht (bisher 250 und 500 kg/cm²). A[ls] Elastizitätsmaß für Gußeisen ist 1 000 000 kg/cm² geblieben.

3. Zulässige Spannungen für Stahlguß und Schmiede[-] stahl.

	Bei Beanspruchung auf	kg/cm²
a) Stahlguß (Stahlformguß) .	Biegung	ist σ_{zul} = 120
b) „ „	achsrechter Druck	„ = 150
c) Geschmiedeter Stahl . . .	Biegung	„ = 140
d) „ „ . . .	achsrechter Druck	„ = 170

Als Elastizitätsmaß für Stahlguß ist die Zahl 2 150 000, fü[r] Schmiedestahl 2 100 000 kg/cm² vorgeschrieben.

Die unter 1, 2 u. 3 angeführten zulässigen Beanspruchunge[n] gelten bei gleichzeitiger ungünstiger Wirkung der ständige[n] Last, von Schnee und Verkehrslast. Hierbei sind der letztere[n] Bremswirkung oder Schrägzug von einem Kran herrühren[d] Riemenanzug usw. hinzuzurechnen (Verkehrsfall I).

Treten zu diesen Lasten noch Wind, Wärmewirkunge[n] bzw. Brems- usw. Wirkungen von mehr als einem Kran, s[o] sind die in der Tabelle gegebenen Spannungen um $^1/_6$ zu erhöhe[n] (Verkehrsfall II).

Die gleiche Erhöhung ist auch alsdann im Verkehrsfall [I] gestattet, wenn eine den strengsten Anforderungen genügend[e] Durchbildung der Konstruktion und Berechnung Hand [in] Hand mit sachgemäßer Abnahme des Eisens (nach Din. 1000) einwandfreier Bauausführung und Überwachung des Bau[es] geht. Werden unter diesen letzteren Verhältnissen sämtlich[e] möglichen Einwirkungen berücksichtigt, so können die vo[r]erwähnten zulässigen Spannungen (unter 1, 2 und 3) sogar u[m] $^1/_3$ erhöht werden. Diese Bestimmungen schließen sich in ihre[m] Sinne und z. T. Zahlenwerten den bisherigen (vom 24. XII. 191[9]) bestens an, war doch hier unter ähnlichen Belastungszuständ[en] bzw. Sicherheiten, wie oben erwähnt, eine Steigerung der zu[-] lässigen Normal- und Biegungsspannung von 1200 auf 1400 bzw. 1600 kg/cm² erlaubt. Im vorliegenden Falle sind z. B. fü[r] Flußstahl St. 37 bzw. für St. 48 die entsprechenden Zahle[n] für Biegung:

1200, 1400, 1600 kg/cm² (also die alten!)
bzw. 1560, 1820, 2080.

Da bei letzterem Material die Proportionalitätsgrenze a[uf] rd. 2800 kg/cm² und die Quetsch- und Fließgrenze auf etw[a] 3120 kg/cm² liegt, so sind die erlaubten Höchstspannunge[n] noch durchaus tragbar.

Falls die Festigkeitsberechnungen bei verbundenen Eise[n-] bauteilen zu sehr kleinen Stärken führen, so sind bei Haup[t-] tragteilen nur Eisenteile zu verwenden, deren kleinste Dic[ke] 4 mm nicht unterschreitet und deren Anschlußflächen so bre[it] sein müssen, daß eine ordnungsgemäße Nietung oder Ve[r-] schraubung stattfinden kann. Es mag dahingestellt sei[n,] ob das hier als erlaubt bezeichnete Maß von 4 mm — namentlic[h] bei Bauten im Freien — nicht zu gering im Hinblicke auf ei[ne] Rostgefahr bemessen ist und ob zum anderen derartig dünn[e] und längere Stäbe bei dynamischer Belastung eines Eise[n-] hochbaus, namentlich durch starke Windstöße und dergl[.] nicht ein unwillkommenes Vibrieren der Konstruktion zur Folg[e] haben können. Bezüglich der Durchbiegungen ist mit Rech[t] — wie bisher — die Einhaltung eines Höchstmaßes im allge[-] meinen nicht vorgeschrieben, nur in besonderen Fällen, so be[i-] spielsweise bei stark beanspruchten Transmissionsträgern so[-] wie bei den über 7 m langen Trägern und Unterzügen, die ei[n] Gebäude aussteifen und an Stelle der sonst vorhandene[n]

ängs- und Querwände treten, soll die Durchbiegung $^1/_{500}$ er Stützweite nicht überschreiten.

Mit dieser Größe ist für Verwendung von Walzträgern ei dem hier vielfach üblichen Verhältnis von Träger- öhe zur Stützweite $= ^1/_{20}$ eine angenähert ute Ausnutzung des Materials von St. 37 edingt, da, wie aus der unten stehenden Rechnung [3]) ersichtlich ist, hierbei eine Biegespannung von $\sigma_{zul} = 1050$ kg/cm² be- ingt ist. Geht man jedoch — was im all- emeinen nicht wünschenswert ist, bei dem erhältnis von $\frac{h}{l}$ bis zu $\frac{1}{30}$, also bis zu der ußeren Grenze, so wird allerdings σ_{zul} nur och $= 700$ kg/cm². Eine volle Ausnutzung er Spannung $\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm² bedingt — gl. unten — eine erlaubte Durchbiegungs- röße von rd $^1/_{440}$, die somit der vorgenannten orschrift nahekommt. Für Blechbalken, itterträger usw., ist bei dem hier üblichen erhältnis von $\frac{h}{l} = \frac{1}{12}$ die Innehaltung der pannung von $\sigma \geq 1200$ kg/cm² gesichert, da ier — vgl. die Anm. — für $\sigma = 1200$ kg/cm² nd $\frac{h}{l} = \frac{1}{12}$, der Wert $\frac{f}{l} = \text{rd}\,^1/_{750}$, also $< ^1/_{500}$ ird. Hier wird demgemäß auch hochwerti- r Baustahl für die in Frage stehenden alken Anwendung finden können, während bei Heranziehung on Walzträgern aus den oben angegebenen Gründen St. 37 n Platze sein wird.

[3]) Die größte Durchbiegung bei einem Träger auf 2 Stützen, gleich- ißig durch q für die Längeneinheit belastet, ist:

$$f_{max} = \frac{5}{384}\,\frac{q\,l^2}{E\,J};$$

$$M_{max} = \frac{q\,l^2}{8}; \qquad \sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{M_{max}}{\frac{J}{\frac{h}{2}}}$$

so wird
$$M_{max} = \frac{2\,J\,\sigma}{h},$$

rin h die Trägerhöhe darstellt. Mit diesen Beziehungen ergibt sich ax in der Form:

$$f_{max} = \frac{5}{48}\cdot\frac{q\,l^2}{8}\cdot\frac{l^2}{E\,J} = \frac{5}{48}\,\frac{M_{max}\,l^2}{E\,J} = \frac{5}{48}\,\frac{2\,J\,\sigma\,l^2}{h\,E\,J} = \text{rd.}\,\frac{1}{5}\,\frac{\sigma\,l^2}{E\,h}$$

$$\frac{f_{max}}{l} = \frac{1}{5}\,\frac{\sigma}{E}\,\frac{l}{h}.$$

Diese Gleichung zeigt die unmittelbare Abhängigkeit von Biegungs- annung und Durchbiegungsgröße und läßt erkennen, daß bei gleichbleiben- em Werte $\frac{l}{h}$ eine Verringerung von f auch eine Verminderung von σ zur lge hat. Setzt man, entsprechend der oben angeführten Bestimmung, $\frac{f_{max}}{l} = \frac{1}{500}$ und nimmt man bei Walzträgern das übliche Maß $\frac{l}{h} = 20$ w. 30) an, so ergibt sich die diesen Verhältnissen entsprechende Biegungs- annung σ zu:

$$\frac{1}{500} = \frac{1}{5}\cdot\frac{\sigma\cdot 20}{2\,100\,000}; \qquad \sigma = \frac{5\cdot 2\,100\,000}{500\cdot 20} = 1050\ \text{kg/cm}^2$$

$$\left(\text{zw. bei } \frac{l}{h} = 30; \quad \sigma = \frac{5\cdot 2\,100\,000}{500\cdot 30} = 700\ \text{kg/cm}^2\right)$$

Setzt man $\sigma = 1200$ kg/cm², so wird bei $\frac{l}{h} = 20$ die Größe $\frac{f_{max}}{l}$:

$$\frac{f_{max}}{l} = \frac{1}{5}\cdot\frac{1200\cdot 20}{2\,100\,000} = \text{rd.}\,\frac{1}{440}.$$

Für Blechbalken und Gitterträger mit dem hier üblichen Werte $\frac{h}{l} = \frac{1}{12}$ wird für $\sigma = 1200$ kg/cm² der Wert $\frac{f_{max}}{l}$:

$$\frac{f_{max}}{l} = \frac{1}{5}\,\frac{\sigma\,l}{E\,h} = \frac{1}{5}\cdot\frac{1200\cdot 12}{210\,000} = \text{rd.}\,\frac{1}{750},\ \text{d. h.} < \frac{1}{500}.$$

B. Die Berechnung von Druckstäben.

Im allgemeinen wird hier der Weg gegangen, der einmal durch die Veröffentlichung von Oberbaurat Prof. Möricke, Stuttgart, zum anderen vorwiegend durch die Arbeiten von

Abb. 1. Linien der Knickspannung σ_K, der zulässigen Druckspannung $\sigma_{d\,zul}$, der Knicksicherheit ν der Knickzahl ω für Flußstahl St 37 mit einer mittleren Streckgrenze $\sigma_S = 2400$ kg/cm².

Prof. Dr. Gehler, Dresden, und Ober-Regierungsbaurat Dr. Kommerell, Berlin, gewiesen ist. Im besonderen werden die von letzteren im Bauingenieur 1924 entwickelten Kurven für die Knickspannung σ_k, die zulässige Druckspannung $\sigma_{d_{zul}}$, die Knicksicherheit λ und die Knickzahl ω zu einer wirklich praktischen Lösung der Knickfrage herangezogen (Abb. 1, gezeichnet für St. 37). Es steht zu erhoffen, daß die nunmehrige neue, auf größte Einfachheit der Rechnung hin- zielende und auf breiter wissenschaftlicher Grundlage aufge- baute Berechnungsart — die vollkommen gleichartig für den Eisenhoch- und Eisenbrückenbau [4]) aufgestellt ist — die bis- herige Unsicherheit auf dem Gebiete des Knickproblems für lange Zeit beseitigen wird.

Allgemein ist zunächst bezüglich der freien Knicklänge s_k der Stäbe festgelegt, daß bei den Gurtstäben, zu denen auch die Endstreben trapezförmiger Fachwerkträger gehören, als freie Knicklänge die Systemlänge anzusehen ist; das gleiche Maß gilt auch für den Wert s_k bezüglich des Ausknickens der Streben und Pfosten aus der Trägerebene heraus, während in dieser Ebene als freie Knicklänge der Abstand der nach der Zeichnung geschätzten Schwerpunkte der beiderseitigen Anschlußniet- gruppen der Stäbe einzuführen ist. Bei sich kreuzenden und am Kreuzungspunkte mit mindestens je zwei Nieten verbun- denen Stäben ist der Kreuzungspunkt als ein in der Träger- ebene und rechtwinklig hierzu festliegender Punkt zu be- werten. An ihren Enden sind die Stäbe als gelenkartig ge- lagert (also zweiter Fall der Eulergleichung $C = \pi^2$) anzusehen.

Stehen Stützen in mehreren Stockwerken übereinander und werden sie durch Deckenträger gehalten, so ist (wie bei den bisherigen Bestimmungen) die Geschoßhöhe als Knicklänge anzusehen. Stäbe mit einem größeren Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_k}{i} = 150$ sind unzulässig.

Für zentrale Stabbelastung oder — wie es in den neuen Vorschriften bezeichnet wird — für mittigen Kraftangriff sind für Flußstahl und hochwertigen Baustahl Formeln gegeben, einmal nach dem „ω-Verfahren", zum anderen vereinfachte Gebrauchsformeln.

[4]) Vgl. Vorschriften für Eisenbauwerke. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken vom 25. 2. 1925, 82 D. 2531, Amtliche Ausgabe, Berlin 1925, Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, S. 36 u. f. Diesen Vor- schriften ist auch die oben verwendete Skizze entnommen, die ihrerseits der obengenannten Kommerellschen Arbeit im „Bauingenieur" 1924 entstammt.

ω-Verfahren:

a) Bei diesem ersteren Verfahren ist die ermittelte Stabkraft (P) eines Druckstabes je nach dem Schlankheitsgrad

$$\lambda = \frac{s_k}{i};\ \left(i = \sqrt{\frac{J_{min}}{F}}\right)^{5)}$$

und dem Baustoff mit der aus der nachfolgenden Tabelle II zu entnehmenden Knickzahl ω zu multiplizieren. Weiterhin ist dann der Stab wie ein Zugstab (zentral belastet) zu berechnen, d. h. nachzuweisen, ob bei der Kraft $\omega \cdot P$ im Stabquerschnitt keine Überschreitung der in der Tabelle I gegebenen Werte σ_{zul} eintritt. Es muß also sein:

$$\frac{\omega P}{F} \leqq \sigma_{zul},$$

Hierbei muß naturgemäß P die größte Kraft im Stabe bei gleichzeitiger Einwirkung aller zugleich möglichen Lastzustände sein. Ist die Gleichung erfüllt, so gilt der Stab als knicksicher, ohne daß es also notwendig wird, seine besondere Sicherheit nachzuprüfen [6]. Hat der Stab einen veränderlichen Querschnitt, so ist λ unter Zugrundelegung des Querschnittes in Stabmitte zu berechnen, da hier die größte Ausbiegung zu erwarten steht. Naturgemäß ist dann auch der hier liegende „F-Wert" maßgebend.

Die der Tabelle zugrunde gelegte Knickspannungskurve — die σ_k-Kurve in Abb. 1 —, welche die Schwerpunktsspannungen im Augenblick des Knickens darstellt und von einer wagerechten Geraden als Abszissenachse aufgetragen wurde, ist für die Werte $\lambda = 0$ bis $\lambda = 60$ eine der Abszissenachse im Abstand von σ_{-s} d. h. der Spannung an der mittleren Quetschgrenze parallel verlaufende Gerade, geht für die Werte $\lambda \geqq 100$ in die Eulerkurve:

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}{}^{7)}$$

über und besteht (nach Kärmänn) in den Zwischengrenzen $\lambda = 60$ bis $\lambda = 100$ aus einer die beiden vorerwähnten Linienzüge verbindenden Geraden. Für St. 37 ist $\sigma_{-s} = -2400$ kg/cm² für St. 48 $\sigma_{-s} = -3120$ kg/cm², d. h. um 30 vH höher zu rechnen [8]).

Bei einer Sicherheit im elastischen Bereiche $\lambda \geqq 100$ [u]
$\nu = 3{,}5$ ergibt sich die zulässige Druckspannung $\sigma_{d_{zul}}$ zu:

$$\sigma_{d_{zul}} = \frac{\sigma_k}{\nu} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 \cdot 3{,}5},$$

also beispielsweise für St. 37 für $\lambda = 100$ zu:

$$\sigma^{100}_{d_{zul}} = \frac{9{,}82 \cdot 2\,100\,000}{100^2 \cdot 3{,}5} = 592 \text{ kg/cm}^2,$$

Für $\lambda = 0$ soll bei allen Stahlsorten bei Belastung durch die Hauptkräfte $\sigma^0_{d_{zul}} = \sigma_{zul}$ sein, d. h. also St. 37 z. B.: $\sigma^0_{d_{zul}} = 1400$ kg/cm².

Die Werte $\sigma_{d_{zul}}$ für die Grenzen $\lambda \begin{smallmatrix}\geqq 0\\ \leqq 100\end{smallmatrix}$ werden [n.] Gehler und Kommerell (vgl. in Abb. 1 die $\sigma_{d_{zul}}$-Kurve) [als] einer Parabel angenommen (für St. 37: $\sigma_{d_{zul}} = 1400$ [—] $0{,}08086\,\lambda^2$ [9]), die sich organisch und berührend zwischen [die] Punkte $\sigma^0_{d_{zul}}$ und $\sigma^{100}_{d_{zul}}$ einfügt.

Die „Knickzahl ω", also diejenige Zahl, mit der [die] Spannkraft P zu multiplizieren ist, um die Beziehung:

$$\frac{\omega P}{F} = \omega\, \sigma_{d_{zul}} = \sigma_{zul}$$

aufzustellen, ergibt sich aus dieser die Beziehung: $\omega =$ [...]
Diese Zahlengröße ist rechnerisch aus den voranstehe[nden ...]

---

[8]) Es darf hervorgehoben werden, daß diese Quetschgrenze ers[t all]mählich bei der Herstellung des St. 48 zu erreichen sein wird und [dem]gemäß für die allernächste Zeit noch mit geringeren Werten von 2 9[00 bis] 3 000 kg/cm² zu rechnen sein dürfte.

[9]) Vgl. Dr. Gehler, Bauingenieur Juli 1924, Heft 5, Mitt. des No[rmen]-Ausschusses S. 11 und Kommerell an gleicher Stelle Heft 6. Für S[t. 37] lautet die Parabelgleichung allgemein:

$$\lambda^2 = 2\,p\,(1400 - \sigma_{d_{zul}})$$

hieraus folgt mit $\sigma^{100}_{d_{zul}} = 592$ kg/cm²:

$$2\,p = \frac{10\,000}{808} \text{ und } \sigma_{d_{zul}} = 1\,400 - 0{,}0808\,\lambda^2 \left(\text{für } \lambda \begin{smallmatrix}\geqq 0\\ \leqq 100.\end{smallmatrix}\right)$$

Tabelle II der Werte σ_K und ω für St. 37 und St. 48.

1	2	3	4	5	6	[7]
	Flußstahl			hochwertiger Baustahl		
Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_K $\lambda = 0$ bis 60, $\sigma_K = 2400$ $\lambda = 60$ „ 100, $\sigma_K = 2890, 5-8, 175\,\lambda$ $\lambda = 100$ bis 150, $\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$	Knickzahl ω	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$	Knickspannung σ_K $\lambda = 0$ bis 60, $\sigma_K = 3120$ $\lambda = 60$ „ 100, $\sigma_K = 4690, 5-26, 175\,\lambda$ $\lambda = 100$ bis 150, $\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$	Knickzahl ω	Δ[...]
0	2 400	1,00	0,001	3 120	1,00	0,[...]
10		1,01	0,001		1,01	0,[...]
20		1,02	0,004		1,03	0,[...]
30		1,06	0,004		1,06	0,[...]
40		1,10	0,007		1,12	0,[...]
50		1,17	0,009		1,20	0,[...]
60		1,26	0,013		1,32	0,[...]
70	2 318	1,39	0,020	2 858	1,49	0,[...]
80	2 237	1,59	0,029	2 597	1,76	0,[...]
90	2 155	1,88	0,048	2 335	2,21	0,[...]
100	2 073	2,36	0,050	2 073	3,07	0,[...]
110	1 713	2,86	0,055	1 713	3,72	0,[...]
120	1 439	3,41	0,059	1 439	4,43	0,[...]
130	1 226	4,00	0,064	1 226	5,20	0,[...]
140	1 057	4,64	0,068	1 057	6,03	0,[...]
150	921	5,32		921	6,92	

---

[5]) Hierin ist F der ungeschwächte Querschnitt; es braucht somit — wie früher üblich — kein Nietabzug bewirkt zu werden.

[6]) Will man die im Stabe auftretende Sicherheit (ν) zusätzlich berechnen, so ist davon auszugehen, daß zwischen der Knickspannung σ_k und der zulässigen Spannung der Druckstäbe $\sigma_{d_{zul}}$ die Beziehungen bestehen:

$$\sigma_{d_{zul}} = \frac{P}{F};$$

$$\nu = \frac{\sigma_k}{\sigma_{d_{zul}}}.$$

Innerhalb des elastischen Bereiches, also für $\lambda \geqq 100$, wird ν allgemein $= 3{,}5$ gesetzt.

[7]) Nach Euler ist für Fall II ($C = \pi^2$) die Knicklast $P_k = \frac{C\,E\,J_{min}}{l^2}$ und die Knickspannung: $\sigma_k = \frac{P_k}{F}$; dem genügt:

$$\sigma_k = \frac{C\,E\,J_{min}}{F\,l^2} = \frac{\pi^2 E\, i^2}{l^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}.$$

Formeln leicht zu ermitteln und ebenfalls in Abb. 1 in ihrem Kurvenverlauf eingetragen. Beispielsweise ergibt sie sich für $\frac{\lambda}{i} = 100$:

$$\omega = \frac{1400}{592} = 2{,}36 \text{ usw.}$$

Die vorstehende Tabelle II gibt, nach den voranstehenden Ermittlungen aufgestellt, für St. 37 und St. 48 und $\lambda = 0$ bis 150 die Werte σ_k, ω und weiterhin die aus den entsprechenden Differenzen gebildeten Größen $\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$.

b) Gebrauchsformeln bei mittigem Kraftangriff[10]).

α) im unelastischem Bereiche.

I. Für St. 37:

1. Für den Belastungsfall II $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm². Vorstehend wurde entwickelt:

$$\sigma_{d_{zul}} = 1400 - 0{,}0808\,\lambda^2 = \frac{P}{F_{erf}}.$$

Hieraus folgt:

$$F_{erf} = \frac{P}{1400} + \frac{0{,}0808}{1400} F_{erf}\,\lambda^2.$$

Setzt man

$$\lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{s_k}{\sqrt{\frac{J}{F_{erf}}}},$$

so wird:

$$F_{erf} = \frac{P}{1400} + \frac{0{,}577}{10\,000} \cdot \frac{F_{erf}^2}{J} s_k^2.$$

Unter $\frac{F_{erf}^2}{J}$ wird der sogen. Profilwert verstanden, der sich nur langsam mit dem Eisenquerschnitt derselben Art ändert. Setzt man diese angenähert konstante Zahl $= k$ und nimmt man als Einheit von P t, von s_k m, bildet aber die Größe von F_{erf} in cm², so geht die Gleichung in die Form über:

$$F_{erf} = \frac{P}{1{,}4} + 0{,}377\,k\,s_k^2$$

2. Singemäß ergibt sich für St. 37 und Belastungsfall I ($\sigma = 1200$ kg/cm²):

$$F_{erf} = \frac{P}{1{,}2} + 0{,}577\,k\,s_k^2$$

und

II. für hochwertigen Baustahl St. 48:

1. Belastungsfall II ($\sigma = 1820$ kg/cm²):

$$F_{erf} = \frac{P}{1{,}82} + 0{,}675\,k\,s_k^2$$

2. Belastungsfall I ($\sigma = 1560$ kg/cm²):

$$F_{erf} = \frac{P}{1{,}56} + 0{,}675\,k\,s_k^2$$

3. Für den elastischen Bereich $\lambda > 100$ gilt wie bisher: für St. 37 und St. 48:

1. Belastungsfall II (bei $\nu = 3{,}5$)

$$J_{erf} = 1{,}97\,P\,s_k^2 = \text{rd } 2{,}0\,P\,s_k^2$$

2. Belastungsfall I (bei $\nu \cong 4{,}0$)

$$J_{erf} = 1{,}69\,P\,s_k^2 = \text{rd } 1{,}7\,P\,s_k^2$$

[10]) Vgl. hierzu die Entwicklungen von Prof. Dr. Gehler an der in Anm. 9 bereits wiedergegebenen Literaturstelle.

In allen diesen Formeln ist P in t, s_k in m einzuführen, alsdann ergibt sich F_{erf} bzw. J_{erf} in cm² bzw. cm⁴.

Die Größe von k ist zunächst als Annäherungswert probeweise zu wählen. Für einige Querschnittsformen sind diese Werte durch Untersuchungen von Moericke usw. ermittelt. Die Vorschriften für die Eisenbauwerke im Gebiete der eisernen Brücken geben für sie beispielsweise die nachfolgende Zusammenstellung. In ihr sind die Angaben für den quadratischen, rechteckigen, Kreis- und Ringquerschnitt genau.

Tabelle III. Profilwerte k für Druckstäbe (Näherungswerte).

Querschnitt	k	Querschnitt	k	Querschnitt	k
∟ gleichschenklig	6,0	[	7,0	Rechteck b · h (h > b)	$12\frac{h}{b}$
∟ Schenkellängen b u. h b : h = 2 : 3	7,0	╝╚ ╗╔ 1 cm lichter Abstand	4,0	○ Kreis	4π
∟ b : h = 1 : 2	11,0	][1 cm lichter Abstand	6,0	◎ Kreisring. Dicke δ, mittl. Halbmesser ϱ, wenn δ : ϱ = 0,05	0,63
⊥ b = 2h	7,5	][Abstand so, daß $J_x = J_y$	1,2	0,10	1,25
⊥ b = h	5,0	4 Quadranteisen ohne Zwischenlagen	1,8	0,15	1,87
I	10,0	□ Quadrat	12,0	0,20	2,50

Verlangt wird, daß, falls Querschnitte nach diesen Gebrauchsformeln gefunden sind, eine Nachrechnung nach dem ω-Verfahren immer noch erfolgen muß.

Für Gußeisen ist bei Druckbelastung neben der Ermittlung der normalen Druckspannung bei sechsfacher Sicherheit die Knickung nach der Eulerformel, also in der bekannten Form: $J_{erf} = 6\,P\,s_k^2$ nachzuweisen, worin P wiederum in t, s_k in m einzuführen ist, und sich J in cm⁴ ergibt.

Bei außenmittigem Kraftangriff ist für Stahl in der bekannten Grundgleichung für die Randspannung:

$$\sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

ebenfalls die Knickzahl ω einzuführen, auch darf hier die sich ergebende Spannung σ nicht größer als σ_{zul} aus Tabelle I sein.

$$\sigma = -\frac{P\omega}{F} \pm \frac{M}{W} \leq \sigma_{zul}.$$

Im elastischen Bereiche können zur Querschnittsermittlung auch die Beziehungen dienen:

Belastungsfall II. ($\nu = 3{,}5$) $\quad F_{erf} = 1{,}69\,P + \frac{a\,M}{\sigma_{zul}}$

Belastungsfall I. ($\nu = \text{rd } 4{,}0$) $\quad J_{erf} = 1{,}97\,P + \frac{a\,M}{\sigma_{zul}}$.

Hierin stellt a den äußersten Faserabstand der gedrückten Faser von der entsprechenden Schwerachse dar. Werden in Geschoßbauten zur Erzielung größerer Steifigkeit die Träger unmittelbar biegungsfest an Mittelstützen (also ohne Zentrierung) und zu beiden Stützachsen symmetrisch angeschlossen, so kann im allgemeinen von der Berücksichtigung eines außermittigen Kraftangriffes abgesehen werden. Alsdann soll allerdings bei St. 37 bzw. St. 48 der Wert

$$\sigma \leq 1200 \text{ kg/cm}^2 \leq 1560 \text{ kg/cm}^2$$

sein.

Handelt es sich jedoch um Stützen in besonders schwer belasteten Baulichkeiten, so ist auch der außermittigen Kraftüberleitung Rechnung zu tragen.

Für Gußeisen ist mit der Beziehung:

$$\sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} \leq \sigma_{zul}$$

zu rechnen, daneben wird der Nachweis gefordert, daß

$$J_{min} \geq 6\,P\,s_k^2 + \frac{a\,M}{\sigma_{zul}}$$

ist.

Liegen mehrteilige Druckstäbe aus Flußstahl St. 37 oder hochwertigem Baustahl St. 48 vor, so darf zunächst das Maß $\lambda = \frac{l}{i}$ der einzelnen Stäbe nicht größer als das des ganzen Stabes und überhaupt nicht größer als 30 sein. Wird ausnahmsweise letzteres Maß überschritten, so ist die Tragfähigkeit des Stabes nach einem der bekannten Verfahren (Engesser, Krohn, Müller-Breslau usw.) nachzuweisen. Als freie Knicklänge ist der Abstand der inneren Anschlußniete zu rechnen, mit denen Schnallen- oder Gitterwerk angeschlossen sind. Die Abmessungen und Anschlüsse dieser Verbände sind für eine Querkraft = 2 vH der größten Stabdruckkraft zu berechnen, falls die Querkraft nicht bestimmt wird. Für die Verbandteile (Gitter oder Schnallen) sind hierbei die in Tabelle I gegebenen Werte σ_{zul} innezuhalten. Der Abstand der Einzelstäbe ist so zu wählen, daß J für den Gesamtstab in bezug auf die materialfreie Achse größer ist als in bezug auf die Materialachse. An den Stabenden sind in jedem Falle besonders kräftige Verbindungsbleche zu wählen. Selbstverständlich muß der Anschluß aller Schnallen je durch zwei Niete erfolgen, um die infolge der Schubkraft hier auftretenden Momente und die Schubspannungen sicher aufnehmen zu können.

C. Berechnung eiserner Träger.

Hier handelt es sich um die Folgerungen aus den bereits in der Einleitung erwähnten Versuchen des Ministers für Volkswohlfahrt in Verbindung mit dem Deutschen Eisenbauverbande betr. eiserne Träger, die zur Unterstützung von Decken und Wänden in Geschoßbauten dienen und an andere Träger oder an Stützen in besonderer Art so angeschlossen sind, daß eine teilweise Einspannung entsteht. Alsdann ist die Annahme verringerter Feldmomente zulässig, jedoch nur unter den folgenden Voraussetzungen:

1. Die Träger sind neben der üblichen Stoßverlaschung noch auf der Zugseite durch aufgelegte Platten mit $F_n = 0{,}8$ vom Nutzquerschnitt des Trägerflansches und durch Schrauben, bemessen nach der zu übertragenden Zugkraft, zu verbinden. Beim Anschlusse an durchgehende Stützen ist die Einspannung noch durch gut angeschlossene Winkel oberhalb und unterhalb der Trägerflanschen möglichst mit Versteifungsblechen konstruktiv zu sichern.

2. Die Kräfte im Trägerdruckflansch müssen durch eingelegte und der Zwischenfuge angepaßte Druckplatten oder Schweißung, bei Stützen durch fest angeschlossene, versteifte Winkel übertragen werden.

3. Für gute konstruktive Durchbildung und Ausführung ist Sicherheit zu bieten.

Unter diesen Voraussetzungen können bei gleichmäßig verteilter Last (Q) die Momente in den Mittelfeldern bis zu $\frac{Q\,l}{16}$ in den Endfeldern bis zu $\frac{Q\,l}{11}$ herabgemindert werd
Bei anderen Belastungsarten dürfen die größten Feldmome
nach der Beziehung:

$$M_x = M_0 - \frac{7}{10}\left(M_b\,\frac{x}{l} + M_a\,\frac{l-x}{l}\right)$$

berechnet werden, worin: M_0 das größte Biegungsmoment
freier Auflagerung im Felde, M_a und M_b die an den beiden En
auftretenden Einspannungsmomente bei völliger Einspann
darstellen.

Bringt man also beispielsweise in Feldmitte eine Last =
an, so wird

$$x = \frac{l}{2},\quad M_0 = \frac{P\,l}{4},\quad M_a = M_b = \frac{P\,l}{8}$$

und somit

$$M_x = M_{\frac{l}{2}} = \frac{P\,l}{4} - \frac{7}{10}\left(\frac{P\,l}{8}\cdot\frac{1}{2} + \frac{P\,l}{8}\cdot\frac{1}{2}\right) = \frac{P\,l}{4} - \frac{7}{80}\,P\,l = \frac{13}{80}$$

d. h. es ist eine Ersparnis am Moment von rd. $8\frac{3}{4}$ vH erreic

---

Alles in allem betrachtet, stellen die neuen Vorschrif
für den Eisenhochbau einen hochbedeutsamen Fo
schritt dar. Abgesehen davon, daß sie die Rechnungsgru
lagen für den neuzeitigen Konstruktionsbaustoff, den ho
wertigen Baustahl St. 48, schaffen und seine Anwendung e
malig regeln, dienen sie auch zur Klärung der bisher imm
noch strittigen Frage der Knickberechnung der Stäbe
unelastischen Bereiche und liefern für sie eine gleich praktis
wie wissenschaftlich einwandfreie und einheitliche Grundla
Endlich bahnen sie auch eine neuzeitliche Ausgestalt
der Anschlüsse einfacher Geschoßträger an und werden ger
hier dazu dienen, dies bisher wenig beachtete und auf alt
Herkommen stehen gebliebene Gebiet in konstruktiver,
allem aber auch in wirtschaftlicher Art erfolgreich fortzue
wickeln. Für diese wertvolle Festlegung und bedeutungsv
Fortentwicklung wichtigster grundlegender Fragen wird u
kann der praktisch tätige Eisenbau Dank wissen d
preußischen Minister für Volkswohlfahrt und einmal
Fachgenossen, welche die theoretischen Grundlagen geschaff
nicht minder aber auch den Sachverständigen, die hier
mühevoller Arbeit und in ebenso pflichtgetreuer wie w
schauender Art die als notwendig anerkannten neuen
stimmungen ins Leben gerufen und in klarer Form
Fachwelt übergeben haben.

Möge diese bedeutsame Arbeit, die auf Grund f
sechsjähriger Beratungen in mühevoller Vertiefung u
unter Hinzuziehung von Fachvertretern und Baupolizeibeam
fast aller deutschen Bundesstaaten zustande gekommen
überall im Reiche die wohlverdiente Anerkennung und
allen Bundesstaaten eine schnelle und unveränder
Übernahme finden. Denn was nutzen uns im Reiche a
Normalisierungsbestrebungen, wenn nicht in allererster Li
die grundlegenden Vorschriften für Beanspruchung und
rechnung der Bauten Allgemeingut aller Staaten werd
Hierin eine wirkliche Einheit zu schaffen, liegt aber nicht
im inneren Werte der neuen Bestimmungen und im Intere
aller beteiligten Kreise begründet, sondern ist eine durch
Reichseinheit bedingte und durch sie begründete Notwend
keit und Selbstverständlichkeit. Dr. M. Foerster

ZUR BERECHNUNG DER TRÄGER MIT BIEGUNGSFESTEN GURTUNGEN.

Von Prof. E. Pohlhausen, Rostock.

Im folgenden bringe ich einige elementare Betrachtungen über Träger mit biegungsfesten Gurtungen. Ich zeige, daß ihre Berechnung darauf hinauskommt, die Stabkräfte und Biegungsmomente nach gewissen Eigenfunktionen des Fachwerkes zu entwickeln. Werden insbesondere die Winkeländerungen der Gurtungen im statisch bestimmten Hauptsystem nach diesen Eigenfunktionen entwickelt, so geben die Koeffizienten dieser Entwicklung die Beträge der statisch unbestimmten Größen an. Dadurch werden der Baustatik diejenigen rechnerischen Methoden dienstbar, welche der Theorie der orthogonalen Funktionensysteme entspringen.

Als praktisch wichtiges Beispiel wird im Abschnitt II der gegliederte Druckstab nach dem im Abschnitt I dargestellten Verfahren berechnet.

I.

1. Das inhomogene Gleichungssystem des Trägers.

Der in Abb. 1 dargestellte Träger ist bei o gelenkig, bei 2n gleitend gelagert. Die Diagonalen sind an den biegungsfest durchlaufenden und geraden Gurtungen gelenkig und zentrisch angeschlossen. Das Fachwerk trägt vertikale Lasten P(i) in seinen Knotenpunkten.

Abb. 1.

Es sollen folgende Bezeichnungen gelten:

$l_{i,i+j}$ Länge, $F_{i,i+j}$ Querschnitt, $J_{i,i+j}$ Trägheitsmoment, $\varphi_{i,i+j}$ Neigungswinkel gegen die Horizontale — des Stabes $\overline{(i, i+j)}$;

J größter Wert aller $J_{i,i+j}$; $\quad i_{i,i+j} = \frac{J_{i,i+j}}{J}$;

$S(i, i+j)$ Längskraft im Stabe $\overline{(i, i+j)}$;

$M(i, i+2)$, $M(i, i-2)$ Biegungsmoment auf das i-Ende des Stabes $\overline{(i, i+2)}$, $\overline{(i, i-2)}$;

$$Q(i) = \frac{M(i+2, i) - M(i, i+2)}{l_{i,i+2}} - \frac{M(i, i-2) - M(i-2, i)}{l_{i,i-2}}$$

resultierende Querkraft an der Stelle i;

$V(i)$ Verschiebung des Knotenpunktes i senkrecht zur Gurtung durch i;

$$W(i) = \frac{V(i+2) - V(i)}{l_{i,i+2}} - \frac{V(i) - V(i-2)}{l_{i,i-2}}$$

Winkeländerung der Gurtung bei i.

Der Elastizitätsmodul E des Trägermaterials sei eine hinreichend große Zahl. Dann dürfen die Gleichgewichtsbedingungen mit ausreichender Genauigkeit am nichtdeformierten Trägernetz formuliert werden. Sie lauten:

$$M(i, i+2) = -M(i, i-2) \equiv M(i) \quad \ldots\ldots \quad (I_1$$

(M(i) = o, wenn die Gurtung bei i ein Gelenk hat).

$$\sum_j S(i, i+j) \cos \varphi_{i,i+j} = Q(i) \sin \varphi_{i,i+2} \quad \ldots\ldots \quad (I_2$$

$$\sum S(i, i+j) \sin \varphi_{i,i+j} = P(i) + Q(i) \cos \varphi_{i,i+2} \quad \ldots \quad (I_3$$

(An den Auflagerstellen sind die rechten Seiten von I_2 und I_3 durch die Auflagerreaktionen aus den P(i) und Q(i) zu ersetzen.)

Wegen der Biegungsfestigkeit der Gurtungen müssen die Tangenten ihrer Biegungslinien stetig durch die Knotenpunkte gehen. Dem wird Rechnung getragen durch die sogenannten Clapeyrongleichungen:

$$M(i-2)\frac{l_{i,i-2}}{i_{i,i-2}} + 2M(i)\left(\frac{l_{i,i-2}}{i_{i,i-2}} + \frac{l_{i,i+2}}{i_{i,i+2}}\right) + M(i+2)\frac{l_{i,i+2}}{i_{i,i+3}} = -6EJW(i) \quad . \ (I_4$$

Dabei ist vorausgesetzt, daß die Gurtungen hinreichend steif sind, um den Einfluß der Längskräfte auf die Biegungsmomente vernachlässigen zu können [1]).

Das System der Gleichungen (I) soll das „inhomogene System" des Trägers heißen, wenn wenigstens eine der Lasten P(i) verschieden von Null ist.

2. Das homogene Gleichungssystem des Trägers. Seine Eigenwerte und Eigenfunktionen. Orthogonalitätseigenschaft.

Dem inhomogenen System (I) stelle ich gegenüber das „homogene Gleichungssystem" (II) des Trägers, das aus dem inhomogenen hervorgeht, indem alle äußeren Lasten P(i) gleich Null gesetzt werden. Um Lösungen des inhomogenen Systems von Lösungen des homogenen unterscheiden zu können, werden für die letzteren kleine Lettern geschrieben. Das homogene System lautet also:

$$\sum_j s(i, i+j) \cos \varphi_{i,i+j} = q(i) \sin \varphi_{i,i+2} \quad \ldots . \quad (II_1$$

$$\sum s(i, i+j) \sin \varphi_{i,i+j} = q(i) \cos \varphi_{i,i+2} \quad \ldots . \quad (II_2$$

(An den Auflagerstellen sind die rechten Seitenvon $(II)_1$ und $(II)_2$ durch die Auflagerreaktionen aus den q(i) zu ersetzen.)

$$q(i) = \frac{m(i+2) - m(i)}{l_{i,i+2}} - \frac{m(i) - m(i-2)}{l_{i,i-2}} \quad \ldots \quad (II_3$$

$$m(i-2)\frac{l_{i,i-2}}{i_{i,i-2}} + 2m(i)\left(\frac{l_{i,i-2}}{i_{i,i-2}} + \frac{l_{i,i+2}}{i_{i,i+2}}\right) + m(i+2)\frac{l_{i,i+2}}{i_{i,i+2}} = -6EJw(i) \quad (II_4$$

(m(i) = o, wenn die Gurtung bei i ein Gelenk hat.)

Ein fundamentaler Satz aus der Theorie der linearen homogenen Gleichungssysteme sagt aus, daß (II) nur für gewisse Zahlenwerte von J Lösungen s, w, q, m hat, die nicht alle gleichzeitig Null sind. Das heißt: soviel steife Knotenpunkte der Träger hat, soviel gibt es Zahlenwerte J_ν, deren Beträge zwar von den Abmessungen des Fachwerkes, nicht aber von den Lasten abhängen; und wenn auch gar keine Lasten auf den Träger wirken, gibt es doch zu jedem dieser „Eigenwerte" J_ν Stabkräfte $s_\nu(i, i+j)$, Querkräfte $q_\nu(i)$, Biegungsmomente $m_\nu(i)$ und Winkeländerungen $w_\nu(i)$, die (II) erfüllen und nicht alle Null sind. Die Wertsysteme $m_\nu(i)$, $w_\nu(i)$ sollen die „Eigenfunktionen" des Trägers heißen.

[1]) Bei sehr schlanken Trägern, die auf Knickung beansprucht werden, ist diese Voraussetzung unzulässig. Vgl. Teil II.

Diese Eigenfunktionen haben die Eigenschaft, zu einander „orthogonal" zu sein; d. h. sie erfüllen die Gleichungen:

$$\sum_{i=n}^{2n} m_\nu(i) \cdot w_\mu(i) = 0 \text{ für } \begin{Bmatrix} \nu \neq \mu \\ J_\nu \neq J_\mu \end{Bmatrix} \quad \ldots\ldots\ldots (1$$

Da allgemein Moment $\times$ Winkeländerung = Arbeit des Momentes ist, besagt die Orthogonalitätseigenschaft: Die ν^{ten} Eigenmomente leisten keine Arbeit, wenn der Träger gegen dieselben so deformiert wird, daß sich die Winkeländerungen $w_\mu(i)$ einstellen.

Zur Gleichung (I) führen folgende Überlegungen:

Zunächst können die Gleichungen (II_1) und (II_2) aufgefaßt werden als Gleichgewichtsbedingungen für einen Träger unter den Lasten q(i), der dem zu berechnenden vollkommen gleicht, aber gelenkige Gurtungen hat. Er soll kurz das (statisch bestimmte) „Hauptsystem" heißen. Diese Lasten bewirken Knotenpunktsverschiebungen v(i), für die mit Einflußzahlen δ_{ik} geschrieben wird:

$$v_\nu(i) = \sum_{k=0}^{2n} \delta_{ik}\, q_\nu(k), \text{ mit } \delta_{ik} = \delta_{ki}$$

Daraus folgt mit:

$$q_\nu(i) = \frac{m_\nu(i+2) - m_\nu(i)}{l_{i,i+2}} - \frac{m_\nu(i) - m_\nu(i-2)}{l_{i,i-2}}$$

nach entsprechender Umstellung:

$$v_\nu(i) = \sum_{k=0}^{2n} \left(\frac{\delta_{i,k+2} - \delta_{i,k}}{l_{k,k+2}} - \frac{\delta_{ik} - \delta_{i,k-2}}{l_{k,k-2}} \right) m_\nu(k)$$

Wird hiermit gebildet:

$$w_\nu(i) = \frac{v_\nu(i+2) - v_\nu(i)}{l_{i,i+2}} - \frac{v_\nu(i) - v_\nu(i-2)}{l_{i,i-2}}$$

so ergibt eine einfache Rechnung wegen $\delta_{ik} = \delta_{ki}$:

$$w_\nu(i) = \sum_{k=0}^{2n} \alpha_{ik}\, m_\nu(k), \quad \underline{\text{ebenfalls mit } \alpha_{ik} = \alpha_{ki}}$$

Wird hierzu die Clapeyrongleichung (II_4) addiert:

$$-w_\nu(i) = +\frac{1}{6EJ}\left[m_\nu(i-2)\frac{l_{i,i-2}}{i_{i,i-2}} + 2\,m_\nu(i)\left(\frac{l_{i,i-2}}{i_{i,i-2}} + \frac{l_{i,i+2}}{i_{i,i+2}}\right) + m_\nu(i+2)\frac{l_{i,i+2}}{i_{i,i+2}} \right]$$

oder abgekürzt:

$$-w_\nu(i) = \frac{1}{J}\sum_{k=0}^{2n} \beta_{ik}\, m_\nu(k),$$

mit

$$\beta_{ik} = \beta_{ki}$$

$$\beta_{kk} = 2 \cdot (\beta_{k,k-2} + \beta_{k,k+2}),$$

so kommt:

$$0 = \sum_{k=0}^{2n} \left(\alpha_{ik} + \frac{1}{J}\beta_{ik}\right) m_\nu(k) \qquad (i = 0, 1, \ldots, 2n) \quad \ldots\ldots (2$$

Die Eigenwerte J_ν erscheinen damit als die reziproken Wurzeln der Determinantengleichung:

$$\left| \alpha_{ik} + \frac{1}{J_\nu}\beta_{ik} \right| = 0.$^{2)}$$

Wird nun Gleichung (2) für J_ν und J_μ ($\neq J_\nu$) nochmals ang schrieben:

$$\frac{1}{J_\nu}\sum_{k=0}^{2n} \beta_{ik}\, m_\nu(k) = -\sum_{k=0}^{2n} \alpha_{ik}\, m_\nu(k)$$

$$\frac{1}{J_\mu}\sum_{k=0}^{2n} \beta_{ik}\, m_\mu(k) = -\sum_{k=0}^{2n} \alpha_{ik}\, m_\mu(k)$$

und die erste mit $m_\mu(i)$, die zweite mit $m_\nu(i)$ multipliziert un dann über i summiert, so kommt:

$$\frac{1}{J_\nu}\sum_{i=0}^{2n}\sum_{k=0}^{2n} \beta_{ik}\, m_\nu(k)\, m_\mu(i) = -\sum_{i=0}^{2n}\sum_{k=0}^{2n} \alpha_{ik}\, m_\nu(k)\, m_\mu(i)$$

$$\frac{1}{J_\mu}\sum_{i=0}^{2n}\sum_{k=0}^{2n} \beta_{ik}\, m_\mu(k)\, m_\nu(i) = -\sum_{i=0}^{2n}\sum_{k=0}^{2n} \alpha_{ik}\, m_\mu(k)\, m_\nu(i)$$

Daraus folgt durch Subtraktion:

$$\left.\begin{aligned} \sum_{i=0}^{2n}\sum_{k=0}^{2n} \alpha_{ik}\, m_\nu(k)\, m_\mu(i) &= 0 \\ \sum_{i=0}^{2n}\sum_{k=0}^{2n} \beta_{ik}\, m_\nu(k)\, m_\mu(i) &= 0 \end{aligned}\right\} \text{ für } \begin{Bmatrix} \nu \neq \mu \\ J_\nu \neq J_\mu \end{Bmatrix} \quad \ldots$$

Wird endlich die Gleichung:

$$w_\nu(i) = \sum_{k=0}^{2n} \alpha_{ik}\, m_\nu(k)$$

mit $m_\mu(i)$ multipliziert und dann über i summiert, so erschein

$$\sum_{i=0}^{2n} m_\mu(i)\, w_\nu(i) = \sum_{i=0}^{2n}\sum_{k=0}^{2n} \alpha_{ik}\, m_\nu(k)\, m_\mu(i),$$

also wegen (3):

$$\sum_{i=0}^{2n} m_\mu(i)\, w_\nu(i) = 0 \quad \text{für } \begin{Bmatrix} \nu \neq \mu \\ J_\nu \neq J_\mu \end{Bmatrix}$$

3. Der lösende Ansatz für das inhomogene Syster

Die Berechnung der statisch unbestimmten Größen.

Die Orthogonalität der Eigenfunktionen führt zur Lösu des inhomogenen Systems (I) nach folgender Überlegung. I Lasten P(i) erzeugen im (statisch bestimmten) Hauptsyste Stabkräfte $S_0(i, i+j)$ und Winkeländerungen $W_0(i)$, die na bekannten Methoden leicht zu finden sind.

$S_0(i, i+j)$ und $W_0(i)$ sollen die „Hauptlösung" d Systems (I) heißen.

Wird nun mit den „statisch unbestimmten Größen X_ν'' a gesetzt:

$$\left.\begin{aligned} S(i, i+j) &= S_0(i, i+j) + \sum_\nu X_\nu\, s_\nu(i, i+j) \\ W(i) &= W_0(i) + \sum_\nu X_\nu\, w_\nu(i) \\ M(i) &= \sum_\nu X_\nu\, m_\nu(i) \\ Q(i) &= \sum_\nu X_\nu\, q_\nu(i) \end{aligned}\right\} \ldots ($$

(zu summieren über alle steifen Knotenpunkte des Träger

---

2) Die Wurzeln sind immer reell, weil

$$\sum_{k=0}^{2n}\sum_{i=0}^{2n} \beta_{ik}\, m_\nu(k)\, m_\nu(i)$$

eine sogenannte „positiv-definite quadratische Form" ist. Vgl. E. T. Whittaker, Analytische Dynamik, Berlin 1924, S. 194.

o werden durch diesen Ansatz offenbar die Gleichungen (I_2) nd (I_3) bei beliebigen X_ν erfüllt. Gleichung (I_4) aber ergibt:

$$\sum_\nu X_\nu \left[m_\nu (i-2) \frac{l_{i,i-2}}{i_{i,i-2}} + 2\, m_\nu (i) \left(\frac{l_{i,i-2}}{i_{i,i-2}} + \frac{l_{i,i+2}}{i_{i,i+2}} \right) + m_\nu (i+2) \frac{l_{i,i+2}}{i_{i,i+2}} \right] = -6\, E\, J \left\{ W_0 (i) + \sum_\nu X_\nu\, w_\nu (i) \right\}$$

Da die Klammer auf der linken Seite nach Gleichung (II_4) en Wert: $-6\, E\, J_\nu\, w_\nu(i)$ hat, kann geschrieben werden:

$$-6\, E \sum_\nu X_\nu J_\nu w_\nu (i) = -6\, E\, J \{ W_0 (i) + \sum_\nu X_\nu\, w_\nu (i) \},$$

der nach Umstellung:

$$\sum_\nu X_\nu (J_\nu - J)\, w_\nu (i) = J\, W_0 (i)\,.$$

Vird dies mit $m_\mu (i)$ multipliziert und dann über i summiert, o ergibt sich wegen

$$\sum_{i=0}^{2n} w_\nu (i)\, m_\mu (i) = 0 \text{ für} \left\{ \begin{matrix} \nu \neq \mu \\ J_\nu \neq J_\mu \end{matrix} \right\}:$$

$$X_\nu = \frac{J}{J_\nu - J} \cdot \frac{\sum_{i=0}^{2n} W_0 (i)\, m_\nu (i)}{\sum_{i=0}^{2n} w_\nu (i)\, m_\nu (i)},$$

vorin ebenfalls über alle steifen Knotenpunkte zu summieren ist.

Mit dieser Ermittlung der statisch unbestimmten Größen st die Berechnung des Trägers reduziert auf die Auflösung eines homogenen Gleichungssystems, die ganz unabhängig on den zufälligen äußeren Lasten durchgeführt werden kann.

4. Erstes Beispiel:

Um die mechanische Bedeutung der in den allgemeinen Entwicklungen aufgetretenen Größen hervortreten zu lassen, mag zunächst der in Abb. 2 dargestellte Träger durchgerechnet werden[3]). Es ist ein bei A und C frei aufliegender, durch zwei Zugstangen und eine Strebe verstärkter Balken, der durch die vertikale Last P in B beansprucht wird.

Abb. 2.

Die Querkraft in B: $q = -\frac{2\,m}{l}$ ruft in den Stäben des ei B gelenkig zu denkenden Trägers die Längskräfte hervor:

$$\text{in AB und BC}: -\frac{q}{2} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}$$

$$\text{in AD und DC}: +\frac{q}{2} \cdot \frac{1}{\sin \varphi}$$

$$\text{in BD}: -q$$

Diese führen zur Senkung v des Knotenpunktes B:

$$v = \frac{1}{2\,E\,F} \cdot \frac{l^3}{h^2} \left\{ 1 + \frac{F}{F_1} \cdot \frac{1}{\cos^3 \varphi} + 2 \frac{F}{F_2} \operatorname{tg}^3 \varphi \right\} q$$

nd zur Winkeländerung w des Balkens bei B:

$$w = -\frac{2\,v}{l}.$$

[3]) Dieses Beispiel ist entnommen dem Buche von Herrn Müller-Breslau, die neueren Methoden der Festigkeitslehre, Leipzig 1913. Dort wird die Berechnung mit dem Satze vom Minimum der Formänderungsarbeit durchgeführt.

Die homogene Clapeyrongleichung lautet also:

$$4\,m\,l = -6\,E\,J\,w$$
$$= +12\,E\,J \cdot \frac{v}{l}$$
$$= -12 \frac{l^2 J}{2\,F\,h^2} \left\{ 1 + \frac{F}{F_1} \cdot \frac{1}{\cos^3 \varphi} + 2 \frac{F}{F_2} \operatorname{tg}^3 \varphi \right\} \frac{2\,m}{l}$$

Diese Gleichung hat dann und nur dann ein von Null verschiedenes m zur Lösung, wenn J den Wert:

$$J_1 = -\frac{F\,h^2}{3} \cdot \frac{1}{1 + \frac{F}{F_1} \cdot \frac{1}{\cos^3 \varphi} + 2 \frac{F}{F_2} \operatorname{tg}^3 \varphi}$$

hat.

Für das unter der Last P im Balken auftretende Biegungsmoment M ist anzusetzen:

$$M = X_1\, m,$$

worin X_1 nach unserer allgemeinen Theorie ist:

$$X_1 = \frac{J}{J_1 - J} \cdot \frac{W_0\, m}{w\, m},$$

W_0 ist dabei die Winkeländerung, die P bei B im gelenkig gedachten Träger erzeugt. In diesem einfachen Beispiele ist nun:

$$W_0 = w \frac{P}{q},$$

ferner:

$$\frac{m}{q} = -\frac{l}{2}.$$

Damit ergibt sich: $M = \frac{J}{J_1 - J} \cdot \frac{P\,m}{q}$,

oder:

$$M = +\frac{P\,l}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{F\,h^2}{3\,J} \cdot \frac{1}{1 + \frac{F}{F_1} \cdot \frac{1}{\cos^3 \varphi} + 2 \frac{F}{F_2} \operatorname{tg}^3 \varphi}}$$

5. Zweites Beispiel.

Die zahlenmäßige Durchführung der Rechnung mag an dem in Abb. 3 dargestellten Parallelträger gezeigt werden. Der Einfachheit halber sollen die Knotenpunkte des Untergurtes als Gelenke angesehen werden, so daß Biegungsmomente nur im Obergurt zu berechnen sind. Dieser soll an seinen Enden gelenkig befestigt sein; also: $m(-1) = 0$ und $m(19) = 0$. Die der Abb. 3 in Klammern beigefügten Zahlen geben die Querschnitte und Trägheitsmomente der Stäbe an in cm^2 und cm^4.

Abb. 3.

$\sigma^{(k)}(i, i+j)$ bezeichne die Längsspannung im Stabe $(\overline{i, i+j})$, wenn die vertikale Last $q(k)$ im Knotenpunkte k angreift. Die Methode des Ritterschen Schnittes ergibt:

Obergurt:

$$F_{i-2,i}\, \sigma^{(k)} (i-2, i) = \begin{cases} -\frac{(2n - k - 1)(i+1)}{4n} \cdot \frac{l}{h}\, q(k) & i \leq k \\ & \text{für} \\ -\frac{(k+1)(2n - i - 1)}{4n} \cdot \frac{l}{h}\, q(k) & i > k \end{cases}$$

Untergurt:

$$F_{i,i+2}\,\sigma^{(k)}(i,i+2)=\begin{cases}+\dfrac{(2n-k-1)\,i}{4n}\cdot\dfrac{l}{h}\,q(k) & i<k+1\\ & \text{für}\\ +\dfrac{(k+1)(2n-i)}{4n}\cdot\dfrac{l}{h}\,q(k) & i>k+1\end{cases}$$

Diagonalen:

$$F_{i-3,i}\,\sigma^{(k)}(i-3,i)=\begin{cases}+\dfrac{2n-k-1}{2n\sin\varphi}\,q(k) & i\leq k+1\\ & \text{für}\\ -\dfrac{k+1}{2n\sin\varphi}\,q(k) & i>k\end{cases}$$

Pfosten:

$$F_{i-1,i}\,\sigma^{(k)}(i-1,i)=\begin{cases}-\dfrac{2n-k-1}{2n}\,q(k) & i\leq k+1\\ & \text{für}\\ +\dfrac{k+1}{2n}\,q(k) & i>k+1\end{cases}$$

Aus den Stablängsspannungen können die Winkeländerungen $w^{(k)}(i)$ des Obergurtes leicht berechnet werden, wenn die Last $q(k)$ wirkt[4]. Es ist:

$$E\,w^{(k)}(i)=\frac{h}{l}\left[\sigma^{(k)}(i,i+1)-\sigma^{(k)}(i+2,i+3)\right]$$
$$+\left(\frac{h}{l}+\frac{l}{h}\right)\left[\sigma^{(k)}(i,i+3)-\sigma^{(k)}(i-2,i+1)\right]$$
$$+\frac{l}{h}\left[\sigma^{(k)}(i-2,i)-\sigma^{(k)}(i+1,i+3)\right]$$

Ferner ist:
$$w(i)=\sum_{k=0}^{2n}w^{(k)}(i)$$

Wird hierin eingeführt für $q(k)$:
$$q(k)=\frac{m(k+2)-2\,m(k)+m(k-2)}{l},$$

so ergeben sich die Koeffizienten α_{ik} in:
$$w(i)=\sum_{k=0}^{2n}\alpha_{ik}\,m(k)$$

als die zweiten, nach k zu nehmenden Differenzenquotienten der $w^k(i)$. Das Ergebnis der einfachen Rechnung ist:

$$E\frac{h^2}{l}\alpha_{ii}=\left(\frac{1}{F_{i-2,i}}+\frac{1}{F_{i+1,i+3}}\right)+\frac{1}{\cos^3\varphi}\left(\frac{1}{F_{i-2,i+1}}+\frac{1}{F_{i,i+3}}\right)$$
$$+\,tg^3\varphi\left(\frac{1}{F_{i,i+1}}+\frac{1}{F_{i+2,i+3}}\right)$$

$$E\frac{h^2}{l}\alpha_{i,i+2}=-\frac{1}{\cos^3\varphi}\cdot\frac{1}{F_{i,i+3}}-tg^3\varphi\frac{1}{F_{i+2,i+3}}=E\frac{h^2}{l}\alpha_{i+2,i}$$

$$\alpha_{i,i+j}=0\quad\text{für}\quad j\neq 0,\pm 2.$$

Das 1000-fache der Werte:
$$\frac{1}{F_{i-2,i}},\quad\frac{1}{\cos^3\varphi}\cdot\frac{1}{F_{i-2,i+1}},\quad tg^3\varphi\,\frac{1}{F_{i,i+1}}$$

ist in Abb. 3 eingetragen. Daraus ergibt sich durch Zusammenfassen das Koeffizientenschema mit $\frac{l}{h^2}=0{,}0016$:

	$10^6\,E\,\alpha_{ii}$	$10^6\,E\,\alpha_{i,i+2}=10^6\,E\,\alpha_{i+2,i}$
i = 1	271	− 127
3	327	− 172
5	448	− 253
7	596	− 323
9	666	− 323
11	556	− 212
13	390	− 154
15	309	− 117
17	226	

$$\alpha_{i,i+j}=0\quad\text{für}\quad j\neq 0,\pm 2$$

Aus den eingetragenen Werten für die Trägheitsmomen folgt weiter:

	$E\,\beta_{ii}$	$E\,\beta_{i,i+2}=E\,\beta_{i+2,i}$
i = 1	325	81,3
3	313	75,3
5	284	66,7
7	267	66,7
9	267	66,7
11	267	66,7
13	284	75,3
15	313	81,3
17	325	

$$\beta_{i,i+j}=0\quad\text{für}\quad j\neq 0,\pm 2$$

Wird die Abkürzung eingeführt:
$$\lambda=\frac{10^6}{J},$$

so ist nun das Gleichungssystem aufzulösen (lineare Differenz gleichung 2. Ordnung):

$$(271+\lambda\cdot 325)\,m(1)+(-127+\lambda\cdot 81{,}3)\,m(3)$$
$$(-127+\lambda\cdot 81{,}3)\,m(1)+(+327+\lambda\cdot 313)\,m(3)+(-172+\lambda\cdot 75{,}3)\,m(5)$$
$$\vdots$$
$$(-117+\lambda\,81{,}3)\,m(15)+(226+\lambda\,325)\,m(17)$$

Anstatt nun die Determinante zu entwickeln und Eigenwerte λ_ν als Wurzeln der durch Nullsetzen der Det minante sich ergebenden Gleichung neunten Grades zu best men, verfährt man rechnerisch besser folgendermaßen:

Die letzte der Gleichungen wird ersetzt durch:
$$(-117+\lambda\cdot 81{,}3)\,m(15)+(226+\lambda\cdot 325)\,m(17)$$
$$=-(-117+\lambda\cdot 81{,}3)\,m(19)$$

Da das aufzulösende System homogen ist, kann eine der bekannten beliebig angenommen werden. Es werde also m(1) gesetzt[5]. Wird nun für λ ein ganz beliebiger Wert $\bar\lambda$ ein setzt, so können dafür die Werte m(3), ..., m(19) der Re nach berechnet werden. Ist $\bar\lambda$ eine Wurzel der Determinant gleichung, so muß sich m(19) = 0 ergeben. Man rechne m(19) für eine Reihe beliebiger $\bar\lambda$-Werte aus und trage m(19) als Funktion der $\bar\lambda$ auf. Die Schnittpunkte der sich gebenden Kurve mit der Achse ergibt die Eigenwerte λ_ν. Für wird zur Kontrolle die Rechnung wiederholt, wobei sich sogle die $m_\nu(i)$ ergeben. Zur raschen Separation der λ_ν ist da folgender Umstand zu beachten. Ist m(19) für zwei schiedene Werte $\bar\lambda_1$ und $\bar\lambda_2$ berechnet worden, so ist die Differen zwischen den Zahlen der Zeichenwechsel in den sich für $\bar\lambda_1$ und ergebenden m-Folgen gleich der Anzahl der zwischen $\bar\lambda_1$ und liegenden Eigenwerte λ_ν. Ergeben sich insbesondere also vorliegenden Beispiel für ein $\bar\lambda$ neun Zeichenwechsel in m-Folge, für $\bar{\bar\lambda}$ kein Zeichenwechsel, so liegen alle Eigenw im Intervall $\bar\lambda$, $\bar{\bar\lambda}$. An Stelle eines Beweises mag es hier nügen, auf die ganz analogen Erscheinungen bei gewis gewöhnlichen Differentialgleichungen 2. Ordnung hinzuweis die in den bekannten Sturm-Liouvilleschen Oszillationssät ihren Ausdruck finden[6].

Das lästige Einsetzen der $\bar\lambda$-Werte bei der Berechn der $\alpha_{ik}+\bar\lambda\,\beta_{ik}$ und die sukzessive Ermittelung der m(i) k man sich durch folgenden Kunstgriff erleichtern. Man schre die Gleichungen in der Form:

$$-\frac{\alpha_{i,i-2}+\lambda\,\beta_{i,i-2}}{\alpha_{i,i+2}+\lambda\,\beta_{i,i+2}}\,m(i-2)-\frac{\alpha_{ii}+\lambda\,\beta_{ii}}{\alpha_{i,i+2}+\lambda\,\beta_{i,i+2}}\,m(i)=m(i-$$

---

[4]) Vgl. Müller-Breslau, Die neueren Methoden der Festigkeitslehre, S. 36, oder Graphische Statik II_2, S. 284.

[5]) Wenn die Auflösung graphisch durchgeführt wird, gibt die Fre in der Wahl von m (1) ein Mittel, um handliche Figuren zu erhalten.

[6]) Siehe: Journal de math. 1, 2, 3 (1836—1838).

Dann können die Koeffizienten auf der linken Seite für verschiedene $\overline{\lambda}$-Werte bequem aus projektiven Funktionsleitern abgegriffen werden. Man berechne z. B. für:

$$\gamma_{ii}(\lambda) = \frac{\alpha_{ii} + \lambda\,\beta_{ii}}{\alpha_{i,\,i+2} + \lambda\,\beta_{i,\,i+2}}$$

die drei Werte:

$$\gamma_{ii}(0) = \frac{\alpha_{ii}}{\alpha_{i,\,i+2}}; \qquad \gamma_{ii}(-1) = \frac{\alpha_{ii} - \lambda\,\beta_{ii}}{\alpha_{i,\,i+2} - \lambda\,\beta_{i,\,i+2}}$$

$$\gamma(-\infty) = \frac{\beta_{ii}}{\beta_{i,\,i+2}}.$$

Diese werden in einem passenden Maßstab und unter Beachtung ihres Vorzeichens als Strecken von A aus auf einer Geraden (γ_{ii}-Leiter) aufgetragen:

Abb. 4.

Vom beliebigen Zentrum P aus ziehe man die Strahlen $P\gamma_{ii}(0)$, $P\gamma_{ii}(-1)$ und $P\gamma_{ii}(-\infty)$ und lege durch $\gamma_{ii}(0)$ die Parallele t zu $P\gamma_{ii}(-\infty)$. Auf ihr schneidet $P\gamma_{ii}(-1)$ den Punkt E ab, der mit $\lambda = 1$ beziffert wird. Mit $E\gamma_{ii}(0)$ als Einheit wird nun auf t eine reguläre λ-Teilung hergestellt. Der Strahl $P\lambda$ schneidet dann $\gamma_{ii}(\lambda)$ auf der γ_{ii}-Leiter ab. Die so gefundenen γ-Werte werden, wie folgendes Schema zeigt, unter einen wagerechten Strich geschrieben.

m (1) = 1	m (3) (= $-\gamma_{11}$)	m (5)	. . . .	m (17)	m (19)
$-\gamma_{11}$	$-\gamma_{33}$ ↗	$-\gamma_{55}$	. . . .	$-\gamma_{2n-1,\,2n-1}$	
$-\gamma_{13}$	$-\gamma_{35}$	$-\gamma_{57}$	. . . .	-1	

$[m(5) = -m(1)\,\gamma_{13} - m(3)\,\gamma_{33}$ usw.$]$.

Die Unbekannten erscheinen über dem Strich: $m(i+2)$, indem man $m(i-2)$ mit seinem unteren, $m(i)$ mit seinem oberen γ-Wert multipliziert und die Produkte addiert. Bei Benutzung einer Rechenmaschine braucht dabei offenbar jeder m-Wert nur einmal eingestellt zu werden.

Ich berechnete auf diese Weise für das vorliegende Beispiel:

$J_1 = -14{,}54 \cdot 10^6\ (\text{cm}^4)$ $\qquad J_{11} = -0{,}537 \cdot 10^6\ (\text{cm}^4)$

$J_3 = -4{,}519 \cdot 10^6$ $\qquad J_{13} = -0{,}366 \cdot 10^6$

$J_5 = -2{,}527 \cdot 10^6$ $\qquad J_{15} = -0{,}239 \cdot 10^6$

$J_7 = -1{,}337 \cdot 10^6$ $\qquad J_{17} = -0{,}1336 \cdot 10^6$

$J_9 = -0{,}843 \cdot 10^6$

Dabei wurden nachträglich die m (i)-Werte durch Multiplikation mit einer Konstanten so normiert, daß die Summe:

$$\sum_{i=0}^{2n} m_\nu(i)\, w_\nu(i) = 1,$$

ist, da dies die Berechnung der statisch unbestimmten Größen X_ν offenbar vereinfacht.

Die Bestimmung der m(k) für irgend einen Wert $\overline{J}$ kann auch sehr gut graphisch folgendermaßen ausgeführt werden. Zunächst werden die $\beta_{k,\,k-2}$ in einem passenden Maßstabe als Strecken auf einer Horizontalen aneinandergereiht. Dadurch entsteht die Punkreihe $-1, 1, 3, 5, \ldots, 2n-1, 2n+1$ $(\beta_{-1,1} = \beta_{13};\ \beta_{2n-1,\,2n+1} = \beta_{2n-3,\,2n-1})$. Jedem der Punkte k dieser Reihe werden nach Vorschrift der Abb. 5 drei Vertikale u_k, v_k, t_k zugeordnet. Die Konstruktion wird die m(k) erscheinen lassen als Abschnitte auf den Vertikalen durch die Punkte k. Rechnungsgrößen neben Punkten auf Vertikalen sollen daher immer den Abstand bedeuten, den diese Punkte von der Horizontalen haben; nach oben positiv, noch unten negativ gerechnet und zu messen natürlich in dem Maßstab, der auf den betreffenden Vertikalen gelten soll.

Abb. 5.

Es sei nun $m(k-2)$ und $m(k)$ bekannt (es ist im Beispiel $m(-1) = 0$, $m(1)$ beliebig). Die Unbekannte $m(k+2)$, welche der Gleichung:

$$\beta_{k,\,k-2}\, m(k-2) + \beta_{kk}\, m(k) + \beta_{k,\,k+2}\, m(k+2) = -\overline{J}\, w(k)$$

$$\left[\beta_{kk} = 2\,(\beta_{k,\,k-2} + \beta_{k,\,k+2})\right]$$

genügt, wird nun bekanntlich so gefunden[7]). Man schneidet die Verbindung $m(k-2)$, $m(k)$ mit u_k in U_k und trägt auf t_k von der Horizontalen aus die Strecke von der Länge:

$$-\overline{J}\,\omega(k) = -\frac{\overline{J}\,w(k)}{3\,(\beta_{k,\,k-2} + \beta_{k,\,k+2})}$$

ab. Als Maßstab ist dabei zu nehmen das Verhältnis des Maßstabes für $\beta_{k,\,k-2}$ zu dem für m(k). Die Verbindung von U_k nach $-\overline{J}\,\omega(k)$ trifft v_k in V_k, und die Verbindung von

7) Vgl. Hütte III.

$10^3\, m_\nu(i)$

$\nu =$	1	3	5	7	9	11	13	15	17
i = 1	+ 0,759	+ 1,036	+ 1,366	+ 0,904	+ 0,668	+ 0,333	+ 0,1063	+ 0,0229	+ 0,001 42
3	+ 1,424	+ 1,423	+ 1,221	+ 0,134	− 0,342	− 0,399	− 0,1879	− 0,0535	− 0,004 16
5	+ 1,887	+ 1,147	+ 0,152	− 0,689	− 0,514	+ 0,030	+ 0,1647	+ 0,0860	+ 0,009 99
7	+ 2,159	+ 0,648	− 0,700	− 0,637	+ 0,098	+ 0,324	+ 0,0388	− 0,0709	− 0,018 22
9	+ 2,254	+ 0,117	− 1,073	− 0,114	+ 0,480	+ 0,045	− 0,1492	− 0,0143	+ 0,021 67
11	+ 2,165	− 0,444	− 0,973	+ 0,498	+ 0,309	− 0,307	− 0,0203	+ 0,0814	− 0,016 49
13	+ 1,862	− 1,152	− 0,220	+ 0,844	− 0,425	− 0,115	+ 0,2039	− 0,0754	+ 0,008 09
15	+ 1,387	− 1,618	+ 0,929	+ 0,093	− 0,463	+ 0,406	− 0,1968	+ 0,0433	− 0,003 24
17	+ 0,835	− 1,417	+ 1,424	− 0,960	+ 0,620	− 0,287	+ 0,1008	− 0,0174	+ 0,001 06

$m(k)$ mit V_k schneidet schließlich auf der Vertikalen durch k die Unbekannte $m(k+2)$ ab. Diese Operation soll kurz mit (1) bezeichnet werden.

Das bei (1) benutzte, zunächst noch unbekannte $w(k)$ muß nun so gewählt werden, daß auch die Gleichung:

$$\alpha_{k,k-2}\, m(k-2) + \alpha_{kk}\, m(k) + \alpha_{k,k+2}\, m(k+2) = w(k),$$

oder:

$$\alpha'_{k,k-2}\, m(k-2) + \alpha'_{kk}\, m(k) + \alpha'_{k,k+2}\, m(k+2) = \omega(k)$$

mit
$$\alpha'_{k,k+j} = \frac{\alpha_{k,k+j}}{3\left(\beta_{k,k-2} + \beta_{k,k+2}\right)}$$

erfüllt ist. Um dies zu erreichen, sind in die Abb. 5 noch zwei Vertikalen I_k und II_k und ein Projektionszentrum $P_k(\overline{J})$ auf der Horizontalen eingetragen. a_k, b_k, c_k sind ihre Abstände von der Vertikalen durch k. Diese Abstände hängen nur von den festen Zahlen α und β ab, c_k außerdem von $\overline{J}$.

Wie später gezeigt wird, können a_k, b_k, c_k so bestimmt werden, daß folgende Konstruktion möglich wird:

Verbindung von $m(k-2)$ nach $m(k)$ ergibt auf I_k: A
" " A " $m(k+2)$ " " II_k: B
" " B " $P_k(\overline{J})$ " " t_k: $-\overline{J}\,\omega(k)$

Diese Operation soll mit (2) bezeichnet werden.

Man nehme also $-\overline{J}\,\omega'(k)$ auf t_k beliebig an. Die Operation (1) liefert damit $m'(k+2)$; daraus die Operation (2) den Wert $-\overline{J}\,\omega''(k)$ auf t_k. Wenn $-\overline{J}\,\omega'(k)$ richtig angenommen wurde, muß $-\overline{J}\,\omega''(k)$ mit $-\overline{J}\,\omega'(k)$ zusammenfallen. Ist dies nicht der Fall, so wiederhole man die Konstruktion so lange, bis Ausgangs- und Endpunkt auf t_k zusammenfallen. Man lernt sehr rasch, auf diese Weise schnell die richtigen Werte für $w(k)$ und $m(k+2)$ zu finden.

Abb. 6.

Die a_k, b_k, c_k werden alle vor der Berechnung der m-Folgen so ermittelt:

Mit der Abkürzung:

$$\mu(k) = m(k) + \frac{\alpha'_{k,k-2}}{\alpha'_{kk}}\, m(k-2)$$

ist
$$\omega(k) = \alpha'_{kk}\left[\mu(k) + \frac{\alpha'_{k,k+2}}{\alpha'_{kk}}\, m(k+2)\right]$$

Die Verbindung von $m(k-2)$ nach $m(k)$ schneidet auf jeder Vertikalen eine Strecke h ab, die eine lineare Funktion von $m(k-2)$ und $m(k)$ ist:

$$h = \eta_1\, m(k) + \eta_2\, m(k-2)$$

Setzt man nun in Abb. 6:

$$m(k-2) = 1 \text{ und } m(k) = -\frac{\alpha'_{k,k-2}}{\alpha'_{kk}},$$

so ergibt dies $\mu(k) = 0$. Läßt man also a_k von der Verbindung dieser m-Punkte auf der Horizontalen abschneiden, so schneidet die Verbindung von irgend zwei Punkten $m(k-2)$ und $m(k)$ auf I_k das zugehörige $\mu(k)$ ab. Setzt man ferner:

$$m(k-2) = 1 \text{ und } m(k) = 1^{8)} - \frac{\alpha'_{k,k-2}}{\alpha'_{kk}},$$

so kommt $\mu(k) = 1$. Damit ist der Maßstab für die $\mu(k)$ auf I_k ermittelt.

Analog findet man b_k mit Hilfe der Punkte:

$$m(k+2) = 1 \text{ und } \mu(k) = -\frac{\alpha'_{k,k+2}}{\alpha'_{kk}}$$

und den Maßstab für die $\omega(k)$ auf II_k mit

$$m(k+2) = 1 \text{ und } \mu(k) = 1^{8)} - \frac{\alpha'_{k,k+2}}{\alpha'_{kk}}.$$

Die Verbindung von $\omega(k) = \alpha'_{kk}$ auf II_k mit $\omega(k) = \alpha'_{kk}$ (oder was dasselbe ist, mit $-\overline{J}\,\omega(k) = -\overline{J}\,\alpha'_{kk}$) auf t_k liefert endlich $P_k(\overline{J})$, denn die Punkte $\omega(k)$ auf II_k sollen doch zu Punkten $\omega(k)$ auf t_k führen.

Für die praktische Ausführung empfiehlt es sich, die Vertikalen alle sofort in Tusche anzulegen, die Konstruktion der m dagegen in Blei auszuführen und mit Ausnahme des m (2n+1) immer sofort wieder wegzuradieren, um einer Verwirrung durch überflüssig gewordene Linien vorzubeugen.

Ergeben sich aus den fest vorgeschriebenen α- und β-Werten unglückliche Lagen für I_k und II_k, so daß sich schlechte Schnittpunkte einstellen, oder starke einseitige Verlängerungen von Geraden nötig werden, so kann man übrigens I_k beliebig in eine günstige Lage verschieben und auch noch den Maßstab auf I_k beliebig passend machen. Dem muß dann natürlich durch eine Verschiebung der $m(k-2)$-Vertikalen Rechnung getragen werden. Man findet sie, indem man sie aus I_k rückwärts genau so konstruiert, wie oben I_k aus $m(k-2)$ gefunden wurde.

8) In der Abb. 6 wurde statt 1 der Wert 1/2 bezw. 1/6 genommen, um handliche Abmessungen zu bekommen.

EXPERIMENTELLE LÖSUNG STATISCH UNBESTIMMTER SYSTEME FÜR DEN GEBRAUCH IN DER PRAXIS[1]).

Von Christian Rieckhof, Darmstadt.

Zur Lösung dieses Problems sind bereits einige Versuche, hauptsächlich in Amerika, unternommen worden. Die hierbei eingeschlagenen Wege waren aber nicht dazu geeignet und wohl auch nicht dazu bestimmt, daß das Verfahren von den technisch interessierten Kreisen allgemein für ihren Bedarf benutzt werden konnte.

Die Ursache lag hauptsächlich darin, daß die Verfahren nicht einfach und übersichtlich genug waren. An einer verkleinerten Stabwerksnachbildung stellte man irgendwelche Größen (Durchbiegungen, Verdrehungen, Krümmungsradien oder dergl.) fest, die unter der Einwirkung einer Last entstanden, deren Größe man durch Anhängung von Gewichten oder dergl. erzeugte. Um aus den gefundenen Durchbiegungen usw. die Momente zu ermitteln, mußten auch die Trägheitsmomente der Stäbe und der Elastizitätsmodul des zur Nachbildung verwendeten Materials bestimmt werden. Außerdem beschränkte

1) Vgl. Rieckhof, „Nupubest", experimentelle Lösung usw., herausgegeben von der Herstellerin, A.-G. für Baubedarf, Darmstadt, Ludwigstr. 15.

sich die Untersuchungen nur auf einige bestimmte Belastungsfälle (Einzellasten und einige symmetrische Belastungen), da es sehr schwierig, ja fast unausführbar ist, eine beliebige Belastung, wie z. B. eine Streckenlast, Dreieckslast oder sogar eine kombinierte Belastung, durch eine Reihe dicht nebeneinander wirkender Einzelkräfte zu ersetzen.

Man war bei allen bisher unternommenen Versuchen zu sehr den bekannten Rechnungsverfahren zur Ermittelung von

Abb. 1. Kasten mit vernickelter Apparatur.

Durchbiegungen, Verdrehungen, Verschiebungen usw. nachgegangen. Eine experimentelle Lösung durfte aber nicht auf der Grundlage der zahlenmäßigen Berechnung aufgebaut werden, sondern hierfür mußte erst eine vollkommen neue Grundlage geschaffen werden.

Bei dem neuen Verfahren[2]) wird während des ganzen Arbeitsvorgangs mit keiner einzigen absoluten Größe gearbeitet. Selbst die Größe der angreifenden Kraft ist beliebig und bleibt unbekannt.

Die Arbeit wird dadurch so einfach, daß die in Abb. 1 gezeigte Apparatur zum Handwerkszeug des Ingenieurs wird. Die Apparatur trägt den Namen „NUPUBEST" = „Nullpunktbestimmer". Mit diesem einen Wort ist die Grundlage des neuen experimentellen Verfahrens bereits bezeichnet.

Mit Hilfe der Nupubestapparatur wird das zu untersuchende statisch unbestimmte Tragwerk in verkleinertem Maßstabe nach Form, Steifigkeitsverhältnis, Knotenpunkts- und Auflagerbedingungen nachgebildet, die Auflager mit Heftzwecken am Zeichenbrett, auf dem die Nachbildung liegt, befestigt und die Kraftangriffsvorrichtung zur Wirkung gebracht. Es entsteht alsdann eine naturgetreue Nachbildung der Biegelinie. Diese wird auf die zeichnerische Unterlage übertragen, worauf dann von der elastischen Biegelinie die Wendepunkte ermittelt werden. Diese sind die Momentnullpunkte und haben die Wirkung von Gelenken. Durch die Gelenke (Nullpunkte) wird das statisch unbestimmte System in eine Anzahl einfacher, statisch bestimmter Systeme zerlegt, welche jedes für sich nach den einfachen Regeln der Elementarstatik behandelt werden (vergl. Beispiel 1, Abb. 3 d).

Die Lage der Momentennullpunkte ist unabhängig von der Größe der angreifenden Kraft. Dieses gestaltet den Arbeitsvorgang noch besonders einfach, da die an der Stabwerksnachbildung zur Wirkung gebrachte Kraft beliebig groß sein kann und man die Größe überhaupt nicht zu bestimmen und zu kennen braucht.

Für die Lage der Momentennullpunkte ist es ferner ohne Einfluß, wie groß der Elastizitätsmodul des Materials und wie groß das Trägheitsmoment der Stahlstäbe ist. Auch hierdurch kommt eine Reihe von schwierigen Ermittelungen in Fortfall, und das Verfahren läßt sich mit äußerst kleinem Zeitaufwand durchführen, zumal auch die Apparatur die Zusammenstellung der Stabwerksnachbildungen in wenigen Minuten ermöglicht.

[2]) Durch Deutsches Reichspatent und Auslandspatentanmeldung geschützt.

Die Ermittelung der Momentennullpunkte erfolgt zeichnerisch oder experimentell ohne irgendwelche Feinmeßapparate auf sehr einfache Weise (vgl. die Beispiele).

Der Wirkungssinn der Momente und Kräfte ist an der Biegelinie sehr augenfällig zu erkennen.

Sinnentstellende Fehler sind einfach ausgeschlossen, und alle Vergleiche der experimentellen Ergebnisse mit den rein rechnerisch ermittelten haben eine sehr gute Übereinstimmung gezeigt. Die Abweichungen sind durchweg unter 5 vH, wobei zu beachten ist, daß die Abweichungen nicht allein als Ungenauigkeiten der experimentellen Lösung zu betrachten, sondern sicher ebenso oft auf die rechnerischen Ungenauigkeiten zurückzuführen sind, ganz besonders dann, wenn die gesuchte Größe rechnerisch aus der Differenz zweier größeren Zahlen gefunden wird, wie zum Beispiel:

$$M_B = M_A - M_C = 2{,}465 - 2{,}348 = 0{,}117 \text{ tm}$$

Wurde hierin M_A um nur 1 vH zu groß und M_C um nur 1 vH zu klein ermittelt, was noch als außerordentlich genau bezeichnet werden kann, so würde

$$M_B = (2{,}465 + 1 \text{ vH}) - (2{,}348 - 1 \text{ vH})$$

$$M_B = 2{,}49 - 2{,}325 = 0{,}165 \text{ tm}$$

gegen vorher 0,117 tm, was einer rechnerischen Abweichung von über 40 vH bezogen auf 0,117, entspricht.

Gerade diese Formel kommt bei Knotenpunkten an denen 3 Stäbe anschließen, ständig vor.

Abb. 2 zeigt eine Stabwerksnachbildung, bei welcher die hauptsächlich vorkommenden Auflager- und Knotenpunktsnachbildungen gezeigt sind.

Mit 1 sind die Stahlstäbe (Uhrfederbandstahl) bezeichnet. Ihre Stärke ist so zu wählen, daß das Verhältnis ihrer Trägheitsmomente untereinander das gleiche ist, wie das des zu untersuchenden Stabwerkes.

2a, 2b und 2c sind Auflagernachbildungen.

Ein Rollenlager (2a) wird mit einem Stab nachgebildet, in dessen oberem Ende ein mit Schlitz und Schraube versehener Halter drehbar befestigt ist. Der Stab wird am unteren Ende wieder mit einer großen Heftzwecke drehbar am Reißbrett

Abb. 2.

befestigt. Diese Vorrichtung läßt eine Horizontal- aber keine Vertikalverschiebung bei gleichzeitiger Verdrehbarkeit zu, was dem Wesen eines Rollenlagers entspricht. Das Gelenklager 2b besteht aus einer Grundplatte, an welcher ein Halter wie bei 2a drehbar befestigt ist. Die Grundplatte hat an den Ecken vier Bohrungen, sie wird mit Heftzwecken unverschieblich am Reißbrett befestigt. Aus der gleichen Vorrichtung wird auch das festeingespannte Auflager (2c) gebildet. Hierfür besitzt die

Grundplatte zwei seitliche, hochstehende Schenkel, durch welche eine zweite Schraube gegen die Schraube des Halters geführt wird, um dadurch eine Verdrehung des Halters zu verhindern. Da die Möglichkeit besteht, daß trotzdem noch eine unbeabsichtigte geringe Verdrehung eintritt, wird die Stellung des Auflagers am überstehenden Ende des Stahlstabes mittels eines Winkelhalters (5), welcher wieder am Reißbrett befestigt wird, fixiert. Auch die kleinsten, unbeabsichtigten Verdrehungen lassen sich damit feststellen und durch Anziehen der Schraube rückgängig machen.

Die Knotenpunktsnachbildung für rechtwinklige Stabverbindungen (3b) besteht einfach aus einem viereckigen Klotz mit Schlitzen und Schrauben.

Bei der Knotenpunktsnachbildung für Anschlüsse unter beliebigem Winkel (3a) ist eine Grundplatte mit einem Ring versehen. An diesem Ring werden Halter angeschraubt, in welchen dann die Stahlstäbe befestigt werden.

Der Kraftangriffsstab (4) ist eine ähnliche Vorrichtung wie der Rollenlagerstab. Um eine genaue Einstellung zu ermöglichen, ist er am oberen Ende mit einer Schneide versehen.

Mit diesen außerordentlich einfach zu handhabenden Vorkehrungen läßt sich schnell jedes gewünschte Stabsystem in verkleinertem Maßstab nachbilden.

Abb. 3a.

Abb. 3b.

Abb. 3c.

Abb. 3d.

Die Arbeitsweise selbst soll zunächst an einem ganz einfachen Beispiel erklärt werden.

Ein horizontaler Träger (Abb. 3b), der im linken Auflager fest, d. h. unverdrehbar eingespannt ist und am rechten Ende ein Rollenlager besitzt, wird durch eine Einzellast $P = 5$ t belastet. Abb. 3a zeigt, wie die Nachbildung mit der Nupubestapparatur hergestellt, mit einer beliebig großen Einzellast belastet, verbogen und die Kraftangriffsvorrichtung einfach mit einer Heftzwecke am Zeichenbrett befestigt ist. Am linken eingespannten Auflager ist die Verdrehung gleich Null, d. h. die Tangente bleibt horizontal.

Nachdem die Biegelinie auf die zeichnerische Unterlage übertragen ist (Abb. 3c), wird an die Biegelinie eine horizontale Tangente gezogen und der Berührungspunkt bestimmt. In der Mitte zwischen Berührungspunkt und Einspannauflager liegt der Wendepunkt der elastischen Linie, das ist der Momentennullpunkt. Die Lage ergibt sich aus der Gleichheit der Momentenflächen links und rechts vom Nullpunkt (vergl. Abb. 3d).

Der Nullpunkt hat die Wirkung eines Gelenkes. Dur[ch] dasselbe wird das statisch unbestimmte Trägersystem in zw[ei] statisch bestimmte Trägersysteme zerlegt, und zwar entste[ht] vom Nullpunkt bis zum rechten Auflager ein gewöhnlich[er] Träger auf zwei drehbaren Auflagern und vom Nullpun[kt] bis zum eingespannten Auflager ein einseitig festeingespannt[er] Freiträger.

Der beiderseitig gelenkig gelagerte Träger ist mit d[er] Einzellast $P = 5$ t belastet, und der Auflagerdruck am G[e]lenk (Nullpunkt) errechnet sich unter Einführung der Zahle[n]größen nach dem einfachen Hebelarmgesetz zu

$$A = \frac{5{,}0 \cdot 3{,}0}{5{,}57} = 2{,}69 \text{ t}$$

Abb. 4

Abb. 4

Abb. 4c.

Hiermit berechnet sich das Moment unter der Einzellast P

$$M_p = 2{,}69 \cdot 2{,}57 = 6{,}92 \text{ tm}$$

Das Einspannungsmoment am Auflager wird damit:

$$M = 2{,}69 \cdot 2{,}43 = 6{,}53 \text{ tm}$$

Aus der Biegelinie ist ganz augenfällig der Richtungssinn d[er] Momente und Kräfte ersichtlich. Am Einspannungsaufla[ger] wird der Auflagerdruck so groß, wie der Druck am Gele[nk] (Nullpunkt), während am rechten Rollenlager der Auflag[er]druck sich ergibt zu

$$B = \frac{5{,}0 \cdot 2{,}57}{5{,}57} = 2{,}31 \text{ t}$$

Rein rechnerisch ergibt sich:

Feldmoment unter P zu $M_p = +\ 6{,}96$ tm
Einspannungsmoment $M = -\ 6{,}44$ tm

Dieses Beispiel soll zunächst nur den äußerst einfach[en] Arbeitsvorgang und das Prinzip des neuen Verfahrens erläuter[n].

Später werden dann auch Beispiele für komplizierte Systeme durchgeführt.

Bei etwas komplizierterem System stellt das rechnerische Verfahren große Anforderungen an die geistige Arbeitskraft, zumal dabei die geringste äußere Störung an die Nerven geht.

Wie leicht ist bei der erforderlichen umfangreichen Rechenarbeit ein kleiner und doch ausschlaggebender Fehler, in Form eines verkehrten Vorzeichens oder einer falschen Kommastellung gemacht, wodurch eine tagelange Arbeit vergebens war. Wenn dann noch der Auftraggeber auf schnelle Fertigstellung der Arbeit drängt, dann geht es sogar gewaltig an die Nerven.

Diese Erfahrung wird jeder in der Praxis stehende Ingenieur gemacht haben.

Wie die Beschreibung und das Beispiel zeigen, sind die Grundzüge des neuen Verfahrens sehr einfach. Sie verlieren auch bei dem kompliziertesten System (vergl. Abb. 4a, 4b und 4c) nichts an Übersichtlichkeit, da es sich ja immer nur um die Aufsuchung der Momentennullpunkte handelt, was rein experimentell ohne Benutzung irgendeiner Zahl oder Rechnung erfolgt.

Grundsätzliche Fehler sind einfach ausgeschlossen und der Grad der Genauigkeit ist ein sehr guter.

Die Arbeit kann jederzeit unterbrochen und später ohne Schwierigkeiten fortgeführt werden. Sie ist sogar so einfach, daß der Konstrukteur sich mit jemandem gleichzeitig über ein anderes Thema unterhalten kann.

DIE ELASTISCHE SCHIENENUNTERSTÜTZUNG.

Von Finanz- und Baurat a. D. Scheibe, Klotzsche b. Dresden.

In Heft 17, 1920, S. 514 dieser Zeitschrift wurde die erste Anregung dieses Gegenstandes erörtert. Im folgenden soll über den Fortgang und jetzigen Sachstand berichtet werden:

Nachdem im Materialprüfungsamte der Dresdener Technischen Hochschule Versuche betreffs des elastischen Verhaltens der Hohlschwelle unter ruhigen Drücken vorangegangen waren, wurde im Juni 1921 ein Dauervergleich der Hohlschwelle mit einer Trogschwelle begonnen, der darauf abzielte, nachzuweisen, welche Folgewirkungen die von den Fahrzeugen ausgeübten Stöße in bezug auf die Schienenbefestigung, die Schwelle und die Bettung, vergleichsweise hervorrufen. Zu diesem Zwecke waren auf zwei gemauerten Fundamenten je ein eisenarmierter Holzkasten von 0,50/0,35/3,20 m Weite, Höhe und Länge aufgestellt, in denen in Granitsteinschlag eine Trogschwelle und eine Hohlschwelle betriebsmäßig eingebettet und vermittels der zugehörigen Befestigungsform mit je einem Schienenstücke von 1,2 m Länge verbunden war. Quer vor den Bettungskästen lag

Abb. 1.

1. Bei der Trogschwelle war die sechsfache Umwandlung des Steinschlages zu Staub und die sehr unruhige Lagerung in der Bettung besonders auffällig, während das Lager der Hohlschwellen im Steinschlage sich der Form des Schwellenbodens angepaßt und eine ebene Oberfläche erhalten hatte. Die Hohlschwelle war satt und fest mit dem Bettungssteinschlage umgeben und wies eine bemerkenswerte Ruhelage im Gegensatze zur Trogschwelle auf.
2. Die Einsenkung der Trogschwelle unter der Schiene in die Bettung infolge der Schlagwirkungen betrug (bei 10 cm kürzerem Vorkopfe als bei der Hohlschwelle) 439 mm und bei der Hohlschwelle 4,4 mm.
3. Die Schiene auf der Trogschwelle mußte im Laufe der Schlagbeanspruchung 20 mal neu befestigt werden, während sich bei der Hohlschwelle nur ein dreimaliges mäßiges Nachziehen der Hakenschraubenmuttern nötig machte und
4. Der Gewichtsverlust der Befestigungsteile infolge der Abnützung durch die Schlagwirkungen war bei der Trogschwelle 3,5 mal größer als bei der Hohlschwelle.

Diese Ergebnisse des Dauervergleiches ließen erwarten, daß auch auf der inzwischen eingerichteten Vergleichsstrecke mit dem Trogschwellenoberbau im 1 : 55 fallenden Görlitzer

Abb. 2.

Abb. 3a.

Abb. 3 b.

die elektrisch bewegte Antriebvorrichtung, die wechselweise zwei Hämmer hob, die in Zeitabständen von 5 Sek. mit einem Schlagmoment von 34,5 kg/m in einem Winkel von 45^0 auf die Fahrkanten der Schienen niederfielen und damit auf eine Lockerung der Schienenbefestigung wirkten. Um die Verschiebung der beiden Schwellen durch die Schläge in ihrer Längsrichtung zu verhindern, standen die freien Enden beider Schwellen mittels je einer Pufferfeder mit dem festen Bettungskasten in Verbindung.

Im Heft 7, 1923 des „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens" wird seitens des Prüfungsamtes berichtet, was der Vergleich nach einer Einwirkung von je 186 000 Schlägen ergeben hatte, und zwar:

Einfahrtsgleise nach Bahnhof Dresden-N sich Günstiges für die Hohlschwellen zeigen werde. Das hier mit Hohlschwellen ausgerüstete 225 m lange Vergleichsgleis trug in einem Drittel die Oldenburgische Befestigungsform mit Querrippen und zwischenliegenden Pappelholzplättchen, im zweiten Drittel die badische Befestigungsform ohne Zwischenlagen und im dritten Drittel die vom Verfasser zunächst vorgeschlagene einfache Fassung der Schienenfußränder durch ungleicharmige Klemmplatten (auch unter Anwendung von Holzzwischenlagen). —

Nach ursprünglicher Meinung des Verfassers sollte die elastische Wirkung der beiden Hälften des Schwellenbodens in der Bettung bei den Betriebsstößen genügen, die mit einem etwas längeren Schraubenschlüssel erzeugte festere Aufpressung der

Schiene auf die Hohlschwelle dauernd zu erhalten. Die sehr starke Beanspruchung des Gleises lehrte jedoch, daß die elastischen Bewegungen der Schienen und des Schwellenquerschnitts unter den Wirkungen der vorschreitenden, gebremsten Räder die Holzzwischenlagen zerschlissen und herausschoben und damit eine Lockerung der Schienenbefestigung, wenn auch in wesentlich geringerem Maße, herbeiführten, als beim Oberbau alter Bauweise. Bei dem Streckenteile mit der badischen Befestigung entstand infolge der doch noch vorhandenen Erschütterung der Hohlschwellendecke ein teilweiser Selbstrückgang der Schraubenmuttern und demzufolge ebenfalls eine teilweise mäßige Lockerung der Schienenbefestigung.

Diese Tatsachen führten zu der Probeanwendung der starren Scnienenbefestigung auf drei Schwellen der Hohlschwellen-Probestrecke, unter der eine Aufpressung der Schiene mit mindestens 10 000 kg mittels stärkerer Hakenschrauben, verstärkter Schwellendecke und größerer, ungleicharmiger Klemmplatten zu verstehen ist. Im Materialprüfungsamte der Dresdener Technischen Hochschule wurde festgestellt, daß zwei Arbeiter laut eines zwischengeschalteten Dynamometers je 50 kg Zugkraft aufwendend an einem 1,2 m langen Schraubenschlüssel bei Acht-Sechstel-Mutterumdrehungen der 29,2 mm starken Hakenschraube einen Zug von 8000 kg (noch unter der Streckgrenze) hervorbringen, der obige Aufpressung ergibt. Die starre Befestigung ist also auf der Strecke leicht anwendbar.

Diese starke Aufpressung der Schiene auf die Hohlschwelle ergibt die dauernde Vereinigung beider zu einem elastischen Ganzen. Die auf den Schienenkopf geführten Stöße gehen deshalb unvermindert durch die Vereinigungsstelle hindurch und versetzen die beiden Schwellenbodenhälften in geringe, für den Zusammenhang des Ganzen unschädliche Schwingungen, durch welche die Stöße völlig aufgezehrt werden. Bei der nichtstarren Befestigung dagegen richtet sich ein Teil der Stoßkräfte unter Benutzung der in der Befestigungsstelle vorhandenen Bewegungsmöglichkeiten mit Erfolg auf die Lockerung der Verbindung.

Der Nutzen der starren Schienenbefestigung auf der Hohlschwelle (auf einer unelastischen Schwelle ist sie nicht anwendbar) besteht, wie u. a. zum Teil der Augenschein auf der Dresdener Probestrecke an angebrachten Zeigerapparaten lehrt, neben der außerordentlichen Ruhelage der Schwelle:

1. In einer rasch wieder zurückgehenden Vorwärtsverdrückung des Querschnitts beim Übergang eines gebremsten Rades (also Beseitigung jeder Wanderung).
2. In der vollständigen Aufzehrung der Stoßkräf wodurch die Erhaltung der starken Schraubenspann und die Verhinderung des selbsttätigen Rückganges Hakenschraubenmuttern gewährleistet wird.
3. In der Bildung eines guten Wärmeleiters, der die gefa lichen Wärmeanhäufungen in der Fahrschiene Sommerhitze in die Bettung abführt und damit Gl verwerfungen von vornherein ausschließt.
4. In der nach Punkt 1 u. 3 gegebenen Unmöglichkeit v Längsbewegungen der Schienen über die Schwell Demnach ist die Weglassung der Lücken in den Schien stößen und der im Gefolge dieses Umstandes wahrsche lichen Vereinfachung der Stoßkonstruktionen dur führbar. Die Wärmewirkungen in den Schienenläng werden durch die elastischen, kleinen Querschnit änderungen der Hohlschwelle ausgeglichen.
5. Im Wegfall der Notwendigkeit der Wiederhochstopf eingesunkener Schienenstöße
6. In wesentlicher Verringerung der Schienenabnutzu infolge der elastischen Formänderung des Schwellenqu schnitts beim Vorschreiten der Radstellung.
7. In der Ermöglichung der Verminderung der Stoß schläge bei der Dimensionierung der Konstruktionst der Eisenbrücken durch Anwendung von Bettung kästen für die Hohlschwellen auf den eisernen Brück
8. In der Beseitigung der schädlichen Stoßwirkungen i Drehscheibenauffahrten usw. durch Verwendung Hohlschwellen in Bettungskästen usw.

Der für die Erzeugung der starren Schienenbefestigu erforderliche starke Schraubenanzug erfordert eine Glei gestaltung der Stärken einerseits der Klemmplatte und ander seits der Schwellendecke. Diese wird aus Gründen der Eis ersparnis hier als besondere Verstärkungsplatte zwischeng schaltet und ist sonach nicht vergleichbar mit der mit Re abzulehnenden Unterlagsplatte im früheren Sinne, die ledigl eine bessere Druckverteilung auf die Schwelle bezweck Die Verstärkungsplatte vermittelt gleichzeitig die Schr stellung der Schiene.

Sobald nun die Anlage weiterer Hohlschwellen-Probestreck erfolgt, wird der ziffernmäßige Unterschied in den Bau- u Unterhaltungskosten mit dem neuen Reichsoberbau ermit und hierbei der Beweis geliefert werden können, daß die solan versäumte Anwendung der Elastizität im Eisenbahngleise i guten Früchte tragen wird.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Einsturz einer eisernen Landstraßenbrücke.

Aus Eng. News Record v. 7. VIII. 24.

Daß zuweilen ein ziemlich gefährlich aussehender Brückeneinsturz verhältnismäßig harmlos für die gefährdeten Brückenpassanten ablaufen kann, zeigt ein im Juli v. J. in Dayton, Ohio, eingetretene Brückeneinsturz.

Abb. 1. System der Landstraßenbrücke.

Das System der Brücke, ein umgekehrter Sichelträger mit angehängter Fahrbahn, Gegendiagonalen aus Augenstäben, geht aus der Abb. 1 hervor. Bei 17 Feldern von rd 3,35 m Weite betrug die Stützweite der Brücke nahezu 56 m, die Entfernung der Hau träger etwa 5,5 m bei einer lichten Fahrbahnbreite von rd 4,9

Die Bürgersteige in Holz lagen außerhalb der Brückenträg Die Brückentafel selbst hatte Holzbeplankung auf eisernen Qu und Längsträgern.

Die Brücke stammte aus den achtziger Jahren und hatte fru als ein Überbau über dem Miamafluß bei Dayton gedient, war a Anfang dieses Jahrhunderts beim Umbau der Miamabrücke an ih jetzigen Standort gekommen.

Beim Einsturz fuhr gerade ein Wagen mit 4 m³ nassem K in $^2/_3$ Entfernung vom Brückenauflager, während ein anderes Fu werk, mit 2 t Kohle beladen, in 18 m Entfernung folgte. Als da ein Auto gerade die Brücke befuhr, stürzte diese zusammen, wo die Brückentafel infolge des nahezu ebenen Bachbettes zieml unversehrt blieb, die Träger jedoch umkippten und arg zerst wurden.

Die Ursachen des Einsturzes konnten noch nicht einwandf festgestellt werden, jedoch ließ es sich schon ermitteln, daß mehr Querträger stark angerostet waren, die Brücke trotz Warnungstaf mehrfach in der letzten Zeit von zu schwer beladenen Kieswag befahren wurde. Es ist möglich, daß das gleichzeitige Befahren d Fahrzeuge und das Anstoßen eines Wagens an einen Brückenpfost die letzte Auslösung zum Einsturz bewirkt haben. Eine Untersuchu ist im Gange.

A. Dürbeck.

Eisenbeton-Stufen-Stützmauer.

Von Taggart Aston,
Beratender Ingenieur in Portland
(Vereinigte Staaten),

Concrete vom Juli 1924, S. 28/30 mit 3 Abb. und 2 Zeichnungen.

Die Stufenstützmauer aus Eisenbeton nach dem Entwurf von Aston (s. Abb.) ist im Beton- und Bewehrungsbedarf sparsamer als Voll-, Hohl-, Winkelstütz- und Strebepfeiler-Stützmauern, braucht weniger Aushub, Grundbau (Pfähle) und Hinterfüllung, ist infolgedessen billiger als die anderen genannten Arten, hat infolge des günstigeren Lastangriffs eine größere Standsicherheit gegen Kippen und läßt sich bei Höhen bis zu 3 m in Stücken bis zu 3,5 m Länge noch versetzen, also im voraus fertigstellen, was besonders bei Bauten im Flutgebiet von Wert ist. Vergleichsrechnungen haben bei 6 m Höhe 25 vH Kostenersparnis gegen Winkelstützmauern ergeben, bis 3,6 m Höhe Ersparnisse von 66 vH beim Aushub, 33 vH beim Beton, 17 vH bei der Bewehrung und 22 vH bei der Pfahlgründung gegen einen Mehrbedarf von 22 vH bei der Einschalung. Als Hafenmauern haben sie besonderen Wert, denn die Baukosten sind in der Regel nicht höher als die eines hölzernen Bollwerks, die Feuersicherheit aber unvergleichlich größer. Nach dem Brande in Astoria (Oregon) sind im Jahre 1923 über 3000 m Stufenstützmauern von 4 bis 5,4 m Höhe mit Abständen der Stützpfeiler von 4,6 m und der Aussteifungsquerwände von 2,3 m hergestellt worden. N.

Abb. 1.

Eine denkwürdige Sprengung im neuen Neckarkanal[1].

Der Unterkanal der Staustufe Neckarsulm, dessen neue Sohle unter der alten der anschließenden Flußläufe liegt und daher ein Tieferlegen letzterer bedingte, war bis zur Fertigstellung der Arbeiten vom Neckar und seinem kleinen Nebenflusse, dem Kocher, durch einen Betondamm getrennt, der seinerseits auf einer stehengebliebenen Felsrippe aufstand. Dieser bildete bei Fertigstellung der Arbeiten das einzige Hindernis zur Eröffnung des Strom- bzw. Kraftlieferungsbetriebes aus dem ersten der neuen Neckarkraftwerke, und zwar desjenigen der Staustufe Neckarsulm. Am 18. Februar 1925 wurde nun an dieser Baustelle, die einen Teil der durch die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. ausgeführten Lose der Neckarkanalbauten darstellt, die Sprengung der erwähnten Betonmauer vorgenommen, und damit die Wegräumung der letzten Hindernisse eingeleitet.

In Anwendung kamen 300 kg Miedziankit, ein neuer Sicherheitssprengstoff der deutschen Industrie, der durch elektrische Zündung zur Detonierung gebracht wurde. Insgesamt 400 Schüsse waren erforderlich, um die notwendige Bresche in den künstlichen Damm zu schlagen und so die Verbindung zwischen künstlichem Wasserweg und natürlichen Wasserläufen herzustellen. Der mehrfach erwähnte Betondamm ruhte auf hartem Gestein. Dieses und der Damm selbst erhielten Bohrlöcher zur Aufnahme der Sprengmittel. Der allmählich sich vollziehende Wasserspiegelausgleich erforderte etwa 2 Stunden, während welcher Zeit durch die plötzliche Ableitung immerhin erheblicher Wassermengen die Flußwasserspiegel um etwa 80 cm abgesenkt wurden. Über die Veränderungen der Pegelstände, hervorgerufen durch Einströmen von 240 000 m³ Wasser in den Unterkanal, sind genaue Beobachtungen gemacht worden, die wertvolles Material liefern werden.

[1]) Mitgeteilt von Dyckerhoff und Widmann, Biebrich a. Rh.

Graphische Bestimmung der Nullinie symmetrischer, durch Biegung mit Axialdruck oder Axialzug in der Symmetrieachse beanspruchten bewehrten Querschnitte.

Bei der Bestimmung kann von der Summengleichung sämtlicher Kräfte nicht ausgegangen werden, weil die äußere Kraft (hier mit N bezeichnet) aus der Gleichung für x (Abstand der Nullinie von der Druckkante) nicht verschwindet. Dagegen wird die Momentengleichung sämtlicher Kräfte auf die N-Linie:

$$\int_0^x b\,(e+x-z)\,dz\cdot\sigma_b\frac{z}{x} + \sum n\,f_e'\,\frac{\sigma_b}{x}\,(x-a')\,(e+a') - \sum\frac{n\cdot f_e\,\sigma_b}{x}\,(h-a-x)\,(h-a+e) = 0$$

Dies ergibt mit $\frac{\sigma_b}{x}$ dividiert:

$$\int_0^x b\,(e+x-z)\,dz\cdot Z + \sum n\,f_e'\,(e+a')\,(x-a') = \sum n\,f_e\,(h-a+e)\,(h-a-x)$$

Diese Gleichung, wo $b = f(x)$ bedeutet und mit der Umrißlinie des Querschnittes eindeutig bestimmt ist (e = Abstand der Druckkante von der Kraftlinie N, z = Abstand eines Flächenelementes von der Nullinie), kann benutzt werden für die graphische Ermittlung der Nullinie, ohne vorherige Annahme des Punktes G (bzw. einer Flächenausgleichslinie) und ohne nachfolgendes Probieren, wie es bis jetzt allgemein üblich war.

Der Konstrukteur, der hohe Eisenbetonschornsteine zu dimensionieren hat, ist stets gezwungen, eine große Menge einzelner, exzentrisch angegriffener Querschnitte zu prüfen, bez. deren Nullinie genau zu bestimmen. Dazu war bis jetzt keine sichere Methode bekannt. Das Probierverfahren hat Professor Guidi in der ersten Nummer des Jahrganges 1906 „Cemento" in Mailand veröffentlicht. Es wurde durch Prof. Chr. Riekhof in Heft 18 S. 248 von „Beton und Eisen" mit Bezugnahme auf das Buch von Prof. Mörsch wiedergegeben.

Entsprechend der von mir oben angegebenen Gleichung werden, wie es die Abb. 1 zeigt, mit dem zum Kräftepolygon I gehörigen Seilpolygon die statischen Momente der Betonfläche und der n-fachen Eisenfläche auf die Kräftelinie N gebildet, die im Kräftepolygon II als Kräfte zweiter Stelle aufgefaßt, mit dem zugehörigen Seilpolygon den auf der Nullinie liegenden Schnittpunkt G mit dem zweiten Seilpolygon der ebenso gebildeten statischen Momente der gezogenen n-fachen Eisenfläche ergeben. Zu den $n\,f_e'$-Flächen gehören die Kräftepolygone III und IV der Abb. 1. Mit dem Seilpolygon I der gedrückten Betonfläche und der n-fachen Eisenfläche und mit dem Seilpolygon III der gezogenen n-fachen Eisenfläche erhalte ich auf der Nullinie den Abstand Z zwischen den beiden Schnittpunkten

der Polygone I und III, womit die Randspannung $\sigma_d = \frac{N x}{H Z}$, die größte Eisenzugspannung $\sigma_e = n \sigma_d \frac{h - a - x}{x}$ und eine beliebige Spannung im Abstande v von der Nullinie $\sigma_v = \frac{\sigma_d v}{x}$ erhalten wird.

Das angegebene Verfahren ist bei Schornsteinquerschnitten, wo die Zugeisen im Verhältnis zum vollen Querschnitt wenig ausmachen, mit Vorteil zu verwenden, wie es aus der Abb. 2 ersichtlich wird.

Es macht nämlich hier keinen Unterschied, daß die Axialkraft exzentrisch innerhalb der Fläche liegt, und man hat keine derartige Flächenausgleichslinie (punktierte Linie C'GD der Abb. 2), wie in der Abb. 4, S. 249 von Beton und Eisen durch Herrn Dir. Riekhof angegeben wird, probeweise aufzunehmen. Es empfiehlt sich um so mehr dies zu vermeiden, weil Vergleiche schwierig meßbarer Flächen (A'B'DC'K mit GK), wo C' den Schnittpunkt der Kraftlinie N mitdem Seilpolygon der gezogenen n-fachen Eisenfläche nf bedeutet, mit Genauigkeit nicht vorzunehmen wären.

Das Verfahren vereinfacht sich bedeutend, da der Punkt K, wo das erste Seilpolygon aus den statischen Momenten der Betonfläche und der n-fachen Eisenflächen auf die Linie N die Seillinie der n-fachen gezogenen Eisenfläche schneidet, beinahe mit dem Schnittpunkt der Seillinie der statischen Momente der n f_e'-Flächen auf der N-Linie vollständig zusammenfällt. In vielen Fällen kann man also die Aufzeichnung dieser letzteren Seillinie entbehren.

Der Abstand Z für die Bestimmung der Höchstspannungen ist wie vorher in diesem Falle auch sofort zu finden.

Dipl.-Ing. Paul Ország, Oradeamare, Rumänien.

Abb. 2.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Nachtrag zum Aufsatz Moerike in Heft 2.

Professor Th. Janßen (Berlin) macht mich darauf aufmerksam, daß er in der fünften Aufl. (1923) des Handbuches der Ingenieurwissenschaft I. Teil, 1. Bd., II. Kap. „Bauausführung" unter § 3 „Gerichtliche Behandlung von Bauunfällen" ähnliche Gedanken ausgesprochen habe, wie ich sie in einem konkreten Beispiel aus dem Jahr 1911 im Heft 2 d. Bl. u. d. Jahrg. dargetan habe. Dies ist, wie ich nun ersehe, zutreffend; es liegt in der Natur der Dinge. Die im Lauf der Jahrzehnte eingetretene Änderung der Bauweisen und des Baubetriebes müssen notwendig auch auf die gerichtliche Behandlung von Bauunfällen einwirken. Dahingehende Ausführungen sind, wie mir der Vorstand des betr. bayerischen Landgerichts schrieb, „von großem Interesse und für die gerichtliche Praxis sehr beachtlich". Es wäre wünschenswert, wenn sie bei den gerichtlichen Sachverständigen und den Gerichten selbst immer weiteren Eingang fänden. Hierfür bin ich schon in meinem Aufsatz: „Über die Grenzen der Verantwortlichkeit im Baugewerbe" im Jahr 1917 („Beton u. Eisen", Heft 16—19) eingetreten.

Hauptversammlung des V. D. I.

Die 64. Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure findet vom 9.—11. Mai 1925 in Augsburg statt. Die wissenschaftlichen Vorträge werden wiederum Fragen behandeln, die die Technik gegenwärtig besonders beschäftigen, und zwar werden von Prof. Dr.-Ing. Nägel, Dresden, die „Technisch-wissenschaftlichen Forschungsarbeiten in den Vereinigten Staaten von Amerika" und von Gen.-Dir. Pöppelmann, Augsburg, „Die Industrialisierung der Landwirtschaft", d. h. die Verbreitung der Maschine in der Landwirtschaft, erörtert werden.

Außerdem finden wieder eine Reihe von Fachsitzungen statt, bei denen das Hauptgewicht auf die Aussprache der Teilnehmer über die zur Erörterung gestellten Fragen gelegt wird. Es sollen diesmal Fragen auf den Gebieten der Dieselmaschine, des Dampfkesselwesens, der neuzeitlichen Herstellungsverfahren (fließende Fertigung), der Vergasung und Entgasung (die wirtschaftliche Verwertung der Brennstoffe, darunter auch der minderwertigen Sorten und die Ausnutzung der Nebenerzeugnisse) behandelt werden. Besondere Sitzungen werden den für Deutschland so wichtigen Fragen: „Technik in der Landwirtschaft" und „Erziehungswesen" gewidmet sein.

Die Tagesordnung weist außer dem geschäftlichen Teil weiter die Eröffnung der „Betriebstechnischen Ausstellung", einer Ausstellung für technisches Schulwesen, eine Fahrt zum Deutschen Museum in München und die Besichtigung technischer Anlagen in München und Augsburg vor.

Deutsche Kulturtechnische Gesellschaft.

In der Mitgliederversammlung vom 3. Februar 1925 hat der „Verein zur Förderung der Bodenverbesserung" die Umwandlung in eine „Deutsche Kulturtechnische Gesellschaft" mit dem Sitz in Breslau beschlossen. Die Gesellschaft bezweckt die Pflege, Vervollkommnung und Verbreitung derjenigen Hilfsmittel der Bodenkultur, die unter den Begriff der Kulturtechnik fallen; sie gibt zu diesem Zwecke die fachwissenschaftliche Zeitschrift „Der Kulturtechniker" heraus. Vorsitzender der Gesellschaft ist Oberregierungs- und Oberbaurat Koepke, Geschäftsführer Universitätsprofessor Dr.-Ing. Zunker in Breslau.

Fachausschuß für Schweißtechnik.

Von verschiedenen Seiten ist beim VDI angeregt worden, den ragen der Schweißtechnik sein Augenmerk zuzuwenden. Der Verein at diesen Anregungen stattgegeben und auf Veranlassung des wissenhaftlichen Beirates einen Fachausschuß für Schweißtechnik ins eben gerufen. Der Ausschuß hat am 16. Februar seine erste Sitzung gehalten. Er betrachtet das gesamte Gebiet der Schweißtechnik sein Arbeitsfeld, sowohl die elektrische Lichtbogen- und die Gasmelzschweißung als auch die elektrische Widerstands- und die euerschweißung. Ihm gehören unter der Obmannschaft des Reichsinnoberrates Füchsel, Berlin, führende Herren der Praxis und Vissenschaft als Mitglieder an, die entsprechend der Gepflogenheit des DI in ihrer Eigenschaft als Fachleute, nicht als Vertreter von Interssenkreisen mitarbeiten.

Der Ausschuß hat das Arbeitsfeld in eine Anzahl Gruppen egliedert und vertraut jedes Teilgebiet einem Gruppenleiter zur benderen Bearbeitung an. Solche Gruppen sind zunächst:

1. Das Schweißgerät einschließlich der Brenner und die Schweißmaschinen.
2. Die Betriebsstoffe.
3. Das Arbeitsverfahren selbst einschl. Vorarbeiten und Nachbehandlung.
4. Personalangelegenheiten einschl. Ausbildung.
5. Begriffe und Zeichensprache der Schweißtechnik.
6. Körperlicher Schutz und Unfallverhütungsmaßnahmen.
7. Fachzeitschriften.
8. Förderergruppe.

Die Geschäftsführung des Ausschusses liegt beim VDI, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a, von der nähere Auskunft erteilt wird.

Hafenbautechnische Gesellschaft.

Die diesjährige 7. ordentliche Hauptversammlung findet am 22. nd 23. Mai unter Teilnahme des Oderbundes in Breslau statt.

Vorläufige Tagesordnung: Donnerstag, den 21. Mai (Himmelahrtstag) nachmittags Rundgang durch die Stadt; Sitzung des Geamtvorstandes; Begrüßungsabend. Freitag, den 22. Mai: Gehäftliche Sitzung und Hauptversammlung in der Technischen lochschule. Vorträge haben übernommen: Herr Oderstrombauirektor Fabian, Breslau, über „Die obere und mittlere Oder als Vasserstraße"; Herr Reichsminister a. D. Dr.-Ing. e. h. Gothein über Die Notwendigkeit des Ottmachauer Staubeckens für die Oderchiffahrt"; Herr Regierungsrat Dr. Werner Teubert, Potsdam, ber „Verkehrspolitische Maßnahmen zur Stärkung des Wettbewerbs er deutschen Seehäfen" und Herr Oberbaurat Wundram, Hamburg, ber „Neuerungen auf dem Gebiete der mechanischen Hafenusrüstung". Gemeinschaftliches Abendessen im Savoy-Hotel. Sonnbend, den 23. Mai: Oderrundfahrt, Besichtigung des Stadtafens und der Oderwasserstraße in der Umgebung Breslaus. Sonderzug b Odertor-Bahnhof nach Kosel, Besichtigung des Oderumschlagafens Kosel. Für Sonntag, den 24. Mai wird ein Ausflug nach dem obten vorbereitet.

Auskunft durch den Breslauer Ortsausschuß der Hafenbauechnischen Gesellschaft zu Händen des Herrn Direktor Hallama es Verkehrsamtes der Stadt Breslau, am Hauptbahnhof 1, I; den Oderbund, Sitz Frankfurt a. d. Oder, Rathaus: zu Händen des Herrn tadtrat Dr. Müller und die Geschäftsstelle der Hafenbautechnischen esellschaft, Hamburg 14, Dalmannstraße 1.

Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte.

Die Vereinigung betreibt zurzeit mit dem Normenausschuß der eutschen Industrie die Vereinheitlichung der technischen Vorschriften für Grundstücksentwässerungsanlagen, die n den meisten Städten als Polizeiverordnung Geltung haben. In em hierzu gebildeten Arbeitsausschuß befinden sich 6 Vertreter er Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte, Vertreter des Reichsverbandes im Installations- und Klempnergewerbe, 2 Vertreter des Reichsverbandes des Tiefbaugewerbes, Vertreter des Normenausschusses der deutschen Industrie. Die eitung der Vorarbeiten liegt in den Händen von Stadtbaurat Dr.-Ing. Schubert, Gotha.

Programm des fünften internationalen Straßenkongresses in Mailand 1926[1]).

Bisherige Veröffentlichungen der Kongreßvereinigung.

Der durch die „Association Internationale des Congrès de la Route" organisierte 5. Internationale Straßenkongreß soll vom 6. bis 13. Sept. 1926 in Mailand abgehalten werden. Das Programm ist wie folgt festgesetzt worden:

I. Abteilung. Anlage und Unterhaltung. 1. Frage: Betonstraßen. Fortschritte in der Verwendung der Materialien zur Herstellung von Straßenbefestigungen im Zementbeton. 2. Frage: Straßenbefestigungen aus Bitumen und Asphalt. Forderungen, die an die Materialien zu stellen sind. Bindemittelzuschlagstoffe. 3. Frage: Einheitliche Angaben und Anforderungen für Steinkohlenteer, Bitumen und Asphalt.

II. Abteilung. Verkehr und Betrieb. 4. Frage: Einheitlichkeit von Verkehrsbeobachtungen: Feststellung einheitlicher internationaler Grundsätze bei der Aufstellung von Verkehrsstatistiken. 5. Frage: Städteerweiterungen und -verbesserungen mit Rücksicht auf Verkehrsinteressen. Allgemeine Verkehrsregelung in Städten. 6. Frage: Besondere Autostraßen. Umstände, die die Anlage solcher Straßen rechtfertigen. Behörden, die dafür zuständig sind. Finanzierungsplan, Beihilfen von öffentlichen Körperschaften, Zollerhebungen. Regeln für den Verkehr auf solchen Straßen und den Betrieb. Verbindung mit öffentlichen Wegen mit Rücksicht auf Sicherheit und den Verkehr im allgemeinen.

Aus jedem Lande soll für jede Frage nur ein Bericht geliefert werden, und zwar bis zum 1. Oktober 1925.

Gelegentlich des Kongresses soll auch der dreijährliche Preis für die beste Abhandlung auf dem Gebiet der Anlage, Unterhaltung oder Betrieb von Straßen oder des Verkehrs auf Wegen oder Straßen verteilt werden. Bewerber müssen seit 1. Januar 1923 Mitglied der „Association" sein, und die Abschrift muß am 1. Januar 1926 eingeliefert werden.

Die hauptsächlichsten seit 1923 in dem Bulletin, dem Organ der Association, erschienenen Abhandlungen sind folgende:

1. Betonstraßen in den Vereinigten Staaten, Regelung des Stadtverkehrs Nr. 26 des Bulletin (I. Vierteljahr 1923).
2. Die Straßenfrage im neuen polnischen Staate (mit Tabellen und Bevölkerungsdichte auch in anderen Staaten) von J. Kowalsky. Nr. 27. (2. Vierteljahr 1923.)
3. Das Unterrichtswesen in der Straßen- und Verkehrstechnik in den Vereinigten Staaten (Antrag an den Highway Board). Nr. 28. (Juli/August 1923.)
4. Betonstraßen von H. Tréhard. Nr. 29. (September/Oktober 1923.) Die 1923 preisgekrönte Schrift behandelt: Allgemeines, Vor- und Nachteile, Längen- und Querprofile, Fundierung, Entwässerung, Decklage, Mischung des Betons, Vorarbeiten, Einrichtung des Betonwerkes, Seitenkanten, Betonmischen bei kaltem Wetter, Fugen, Bewehrungseisen, Erhärtungszeit, Abdecklage, Unterhaltung und Wiederherstellung, Spezielle Betonstraßen, Einheitspreise, Folgerungen. Im Anhang: Beschreibung der verschiedenen Eisennetze bei Straßen mit Eisenbetonbefestigung in England und Amerika.
5. Maßregeln und Vorschriften in Verbindung mit der Verwendung von Teer in England. Pläne für besondere Autostraßen in Italien und England (mit Angaben über die Autostraße zwischen Mailand und den italienischen Seen). Tabellen über den Umfang der Automobilindustrie in den Vereinigten Staaten in den Jahren 1919/21. Nr. 30. (November/Dezember 1923.)
6. Das Verkehrsproblem in Buenos-Aires (jetzt 1 800 000 Einwohner) von J. Girado. Neue Straßen in der Umgebung von London. Nr. 31. (Januar/Februar 1924.)
7. Vergleichung verschiedener Arten von Asphaltbefestigungen. Studie über Bindemittel bei Teermacadam. Nr. 32. (März/April 1924.)
8. Unterschied zwischen amerikanischen und europäischen (bes. englischen) Straßen von A. Dryland. Nr. 33. (Mai/Juni 1924.)
9. Der italienische „Code de la Route" (eingeführt 1. März 1924). Nr. 34. (Juli/August 1924.)
10. Das Autodrom von Miramas (40 km vor Marseille). Analytische Statistik von Verkehrsunfällen in Connecticut. Nr. 35. (September/Oktober 1924.)

Das Baugewerbe in der deutschen Wirtschaft.

Wenn an dieser Stelle hinfort regelmäßig eine Betrachtung unserer Wirtschaftslage erfolgen soll, so soll sie vom Standpunkt des Baugewerbes aus vorgenommen werden. Das Bild des Baugewerbes aber läßt sich nur zeichnen auf dem Hintergrund der Gesamtwirtschaft. Wenn auch zur Zeit das Baugewerbe unter den Nachwirkungen der Kriegs- und Nachkriegszeit nicht in dem vollen Maße mehr Wirtschaftsmesser sein kann wie im Frieden — über den Grund ist an anderer Stelle zu sprechen —, das eine ist klar: nur eine blühende Gesamtwirtschaft wird dem Baugewerbe eine auskömmliche Beschäftigung sichern können. Deshalb wird unsere Fragestellung immer lauten müssen: Wie steht die deutsche Gesamtwirtschaft? Wie steht in ihr das Baugewerbe? *).

Über der deutschen Wirtschaft steht die Bedrohung durch die Passivität der Handelsbilanz. Unsere Handelsbilanz zeigt für 1924

[1]) Nach De Ingenieur 24, Nr. 52, S. 1052.

*) Der erste Aufsatz wird das Eingehen auf Einzelheiten sowohl wie die eingehende Behandlung der Sonderfragen des Baugewerbes schon wegen des Raummangels vermeiden müssen. Die kommenden Berichte werden jeweils Einzelfragen der Gesamtwirtschaft und insbesondere den Sonderfragen des Baugewerbes besondere Beachtung zuwenden. D. Verf.

einen Einfuhrüberschuß von 2750 Mill. (1913 : 1107 Mill.), ein Monatsdurchschnitt von rd. 229 Mill. (1913 : 84 Mill.). Drei Fragen tauchen auf: Die Zusammensetzung des Einfuhrüberschusses, seine Deckung und die Entwicklungstendenz. Es entfallen im Monatsdurchschnitt von der Einfuhr (in Klammern 1913): auf lebende Tiere, Lebensmittel und Getränke 230,79 (257,9) = 29,7% (27,7), Rohstoffe und halbfertige Waren 382,03 (521,7) = 38,2% (56,0), fertige Waren 148,43 (116,1) = 19,1% (12,4), der Rest auf Gold und Silber. Stimmt schon die Verschiebung der Zusammensetzung bedenklich, so wächst die Besorgnis noch bei näherer Betrachtung des Lebensmittelpostens. Hier sehen wir vor allem, daß die Getreideeinfuhr noch nicht die Hälfte von 1913 beträgt (500 gegen 1072) — Folge der günstigen deutschen Ernte 1923, trotz des Verlustes von Getreideproduktionsgebieten durch den Friedensvertrag —, dagegen eine erhebliche Einfuhr des aus dem Getreide stammenden Erzeugnisses Mehl (190 gegen 4,5), ferner von Konserven (44 gegen 3). Wenn auch Kaffee, Tee, Kakao (194 gegen 317), Getränke (55 gegen 86), Tabakerzeugnisse (8 gegen 16) im Jahr erheblich zurückgegangen sind, so stellen sie doch einen unerfreulichen Posten dar, insbesondere da sie in den letzten Monaten den Durchschnitt 1913 erreichen. Im ganzen beträgt das Passivsaldo ohne Gold und Silber 2,6 Milliarden. Die Einfuhr wurde gefördert durch unsere handelspolitische Unfreiheit bis 10. 1. 1925 und durch die Notwendigkeit in der Inflationszeit verschwundene Lagerbestände wieder aufzufüllen. Gezahlt haben wir die 2,6 Milliarden aus der Substanz, zunächst durch Abstoßung unseres ausländischen Notenbesitzes (Annahme im Mac Kenna-Ausschuß 1,2 Milliarden, deutsche Schätzungen wesentlich geringer), ferner durch Abstoßung der Auslandsguthaben aus der Inflationszeit (geschätzt mit rd. 1¾ Milliarden), schließlich durch Auslandskredite (Schätzungen zwischen 1,3 und 2,0 Milliarden). Wie wird die Deckung weiter möglich sein? Auch im Frieden hatten wir, wie jedes wohlhabende Volk, einen wenn auch nicht so hohen Einfuhrüberschuß (rd. 1 Milliarde). Dort aber fanden wir die Deckung in unserer aktiven Zahlungsbilanz (Plussalden aus der Schiffahrt, dem Kommissions- und Versicherungsgeschäft, dem Reiseverkehr, der Kapitalanlage im Ausland). Diese Salden aber sind geschwunden oder haben sich gar in das Gegenteil verkehrt — das Ausland hat in riesigem Umfang bei uns Kapital angelegt, das wir hoch verzinsen müssen, und dazu kommen erhebliche Reparationsleistungen. Während im Frieden die positive Zahlungsbilanz den Ausgleich bot für die Passivität der Handelsbilanz, verstärkt sich nunmehr dies Minus der Gesamtbilanz.

Die Bezahlung des Fehlbetrags fordert Einschränkung der Einfuhr insbesondere an Genußmitteln (Obst, Südfrüchte, Weine usw.), Luxusgegenständen und Fertigfabrikaten (Autos, Maschinen, Eisenwaren, Textilien) und Steigerung der Ausfuhr insbesondere von Fertigfabrikaten. Die Einfuhr muß Verbrauchsgüter vermeiden, sie muß möglichst Rohstoffe zur Veredelung einführen. Wenn Mehl eingeführt wird, während die deutsche Müllerei wegen beinahe völligen Stillstandes laute Klage erhebt, wenn heute das verarmte Deutschland einen höheren Anteil von Fertigfabrikaten einführt (19,1%), als das Deutschland von 1913 (12,4%), so liegt die nächste Ursache im allgemeinen Regulator des Wirtschaftsverkehrs, im Preise. Unsere Preise sind zu teuer. Wir sind nicht konkurrenzfähig. Das Ausland arbeitet mit billigem Gelde und verkauft zum Teil mit sechs Monaten Ziel bei sechsprozentiger Verzinsung. Im Inland werden 15% verlangt. Die Spanne zwischen den Herstellungspreisen der Industrie und den Verkaufspreisen auf dem Markte ist gegenüber den Friedenszeiten außerordentlich angewachsen. Sie erklärt sich nur zum geringsten Teil aus übermäßigen Zwischengewinnen. Der Produzent und jede weitere Hand arbeitet mit Leihkapital und hohen Zinssätzen.

Die Ausfuhr an Fertigfabrikaten muß uns durch die Vergütung des Arbeitslohnes, der Verzinsung des Anlagekapitals, des Gewinns die Bezahlung des Passivsaldos unserer Zahlungsbilanz ermöglichen. Die deutsche Wirtschaft steht und fällt also mit der Möglichkeit der Steigerung der Ausfuhr. Die Wirtschaftsberichte aus den in Betracht kommenden Industrien, das Ergebnis der Messen (Leipzig, Kiel, Köln) spricht nicht dafür, wenn auch die deutschen Werften in Hamburg einen größeren Schiffbauauftrag von England hereinbekommen haben (50 000 t Schiffsraum 17 Mill. gegen 23 Mill. billigstes englisches Angebot), während gerade die Frage des Auslandsabsatzes bei den Verhandlungen über den Fortbestand des Kohlensyndikats im Hinblick auf die zu erwartenden Kampfpreise eine wesentliche Rolle spielte. Die Ausfuhrsteigerung wird der deutschen Wirtschaft mit Aussicht auf Nutzen — denn bei Verlustpreisen bessern wir die Wirtschaftsbilanz nicht — nur möglich sein durch Steigerung der Produktivität (Erhöhung der Arbeitsleistung, Verbesserung der technischen Hilfsmittel, Herabminderung der Unkosten) und schärfste Preisberechnung. Ob all dies genügen wird, die Ausfuhr so zu steigern, daß auch eine verminderte Einfuhr und die Passivsalden der Zahlungsbilanz einschl. der Reparationsleistungen gedeckt werden können, möchte ich bezweifeln.

Die Entwicklung der Monate Januar 1924 und 1925 spricht nicht dafür. Der Einfuhrüberschuß stieg vom Dezember 24 mit 569 Mill. auf 674 im Januar (Einfuhrsteigerung um 63, Ausfuhrrückgang um 42) und ging im Februar zurück auf 493 (gegen Januar Einfuhrrückgang 247, Ausfuhrrückgang 66). Der Einfuhrrückgang ist im wesentlichen auf den Wegfall der zollfreien Einfuhrkontingente, bei den Lebensmitteln auf die hohen Getreidepreise zurückzuführen. Werden uns nicht gerade hier die nächsten Monate steigende Einfuhrziffern bringen? Und das Schlimmere der Entwicklung: die Ausfuhr fällt. Unsere Handelsbilanz ist bedrohlich.

Bedrohlich ist aber auch die mit der passiven Handelsbilanz in innerem Zusammenhang stehende Verschuldung der deutschen Wirtschaft an das Ausland, die nunmehr der durch den Friedensvertrag gewaltsam geschaffenen Verschuldung an die Seite tritt. Dabei herrscht anscheinend zum Teil der Glaube, daß Anleihen Geld seien, das man verbrauchen könne, während es sich doch um Schulden handelt, die verzinst und getilgt werden müssen. Ausländische Anleihen können uns nur dann Heil bringen, wenn sie zur Stärkung der Produktion dienen, wenn sie diese so befruchten, daß sie Verzinsung, Tilgung und Gewinn bringt. Der Zufluß des ausländischen Kredites bringt aber noch weitere Gefahren auf dem Geldmarkt.

Die Ermäßigung des Reichsbankdiskonts auf 9 vH (26. 2.) im Zusammenhang mit der Erhöhung des amerikanischen Diskontsatzes von 3 auf 3,5 vH und der steigenden Tendenz der amerikanischen Geldsätze vermindert zwar die Gewinnmöglichkeit des amerikanischen Kapitals. Der Zustrom dauert aber fort und vereitelt die Bemühungen der Reichsbank, durch die Kontingentierung die Herrschaft über die Kredite zu behalten. Die Erleichterung des Kreditwesens im Innern (Kredite unmittelbar durch eine Reihe öffentlicher Stellen unter Umgehung der Reichsbank, Zunahme des Wechselkredits) und der Zustrom der ausländischen Kredite, die Vermehrung der Zahlungsmittel ermöglichte die Hebung des Preisstandes, wie wir sie in den letzten Monaten im Innern erlebt haben, eine Bewegung, die wir im Auf und Nieder, je nach der Kreditpolitik der Reichsbank 1924, genau verfolgen können.

Die Kontrolle der Auslandskredite der Gemeinden durch das Reich war eine unbedingte Notwendigkeit (Ges. v. 21. 3. 1925), wenn sie leider auch vielen Bauplänen die Verwirklichung abschneidet.

Die Ausfuhrmöglichkeiten und überhaupt die Ertragsfähigkeit zu steigern, brauchen wir eine Steigerung der Arbeitsleistung, sowohl quantitativ — zur Erhöhung der Ausnutzung der Betriebsanlagen — wie vor allem in der Intensität und Qualität der Arbeit. Wir brauchen eine Verbesserung unserer technischen und organisatorischen Hilfsmittel und der ganzen wirtschaftlichen Organisation, die sich inflatorisch aufgebläht hat und noch nicht zurückfinden kann. Wir brauchen eine Verminderung des Unkostenapparats; neben der Anpassung der Steuern an den Ertrag, der äußersten Sparsamkeit im Reich, Ländern und Gemeinden und demgemäß Verminderung der Steuerlast an sich — der Geldbedarf dieser Körperschaften, aber ganz besonders der Gemeinden ist gegenüber der Vorkriegszeit in ganz unverhältnismäßig hohem Maße gestiegen; bedeutet nicht der Streit um die prozentuale Verteilung des Gesamtsteueraufkommens das beiderseitige Verlangen nach Vermehrung, eine Entwicklung, die durch eine Freigabe eines unbeschränkten Zuschlagrechts an Länder und Gemeinden noch gesteigert wurde? —, brauchen wir auch eine Verminderung der unproduktiven Lasten der Betriebe selbst, wie sie in Provisionen und Vermittlungsgebühren, in Messen und Ausstellungen, in übertriebenem Inseratenunwesen usw. sich ausprägen. Wir brauchen eine Verminderung der Herstellungskosten selbst, deshalb einen Halt in der Entwicklung der Lohn- und Gehaltsbewegung, eine Anpassung der allgemeinen Lebenshaltung an die Tatsache, daß wir ein verarmtes Volk geworden sind, das in seiner Armut noch von dem, was ihm geblieben ist, einen Teil an den Feindbund abgeben muß.

Leider geht die Preisentwicklung gerade bei den für das Baugewerbe in Betracht kommenden Waren ständig in die Höhe. Die Preise der Ziegelsteine sind dauernd gestiegen; auch die Holzpreise steigen. Aus der Zementindustrie hört man von Bestrebungen auf Preiserhöhungen. Auf dem Eisenmarkt, der ebenfalls in den letzten Monaten erhebliche Preissteigerungen brachte, ist der Zusammenschluß von 1200 süddeutschen Eisenhandelsfirmen einschl. Werkhandelsfirmen zur Preisregelung auf dem Eisenmarkt erfolgt. Der Bauindex ist in der Woche 22. bis 28. 3. auf 1,80 gestiegen (Großhandelsindex 25. 3. da gegen 132,9).

Der Arbeitsmarkt hat sich auch bei Berücksichtigung der Saisonverhältnisse gebessert, doch macht die Lage der Kohlenproduktion Sorge. Den Ruhrzechen wachsen die Haldenbestände über den Kopf. Den Ernst der Lage zeigt die Tatsache, daß die Kohlensyndikatsverhandlungen seither an Meinungsverschiedenheiten der reinen und der Hüttenzechen über die Einschränkung der Verkaufsbeteiligung gescheitert sind. Auch sonst wird von Betriebseinschränkungen gesprochen (Bochumer Verein, Stettiner Vulkan).

Das Sparkapital, wie es sich in den Sparkassen, im Bestande der Versicherungsgesellschaften und der öffentlichen Versicherungsanstalten, ferner bei den Hypothekenbanken ansammelt, ist zwar gestiegen, fließt aber gegenüber früher nur im geringeren Maße den Zwecken der Bauwirtschaft zu. — Die Konkurse haben gegen Januar ab-, die Geschäftsaufsichten zugenommen (— 9,2, + 6,3 vH) ohne die wegen Massenmangels abgelehnten Eröffnungen von Konkursen. — Die Wagengestellung, die im November bis Mitte Dezember gestiegen war (Weihnachtsgeschäft) und die alsdann abgenommen hatte, stieg im Februar wieder an (Kaliversand der Landwirtschaft). Die Einnahme der Eisenbahn kommt zu rd 28 vH aus dem Personenverkehr, zu rd 66 vH aus dem Güterverkehr, zu rd 6 vH aus sonstigen Quellen. Dringend ist eine Herabsetzung der Gütertarife, insbesondere für den Export.

Die Aussichten für das Baugewerbe werden sehr verschieden beurteilt. Auf dem Gebiete des Wohnungsbaues ist eine Belebung z

verzeichnen, denn hier ist vor allem Bedarf vorhanden, wenn auch die Geldbeschaffung Schwierigkeiten macht (Entwurf der neuen Steuergesetze bzw. des Finanzausgleichsgesetzes: Höchstgrenze der Mittel aus der Hauszinssteuer 10 vH der Friedensmiete). Auf den übrigen Gebieten des Bauwesens gewinnt neben der Frage des Kapitals die Bedarfsfrage besondere Bedeutung. Nicht alle Entwürfe, die heute aufgestellt und für die Angebote eingeholt werden, sind zur unmittelbaren Ausführung bestimmt, bei weiteren Entwürfen ist weder die Bedarfsfrage noch die Kapitalfrage sorgfältig geprüft und geklärt. Jedenfalls kann von einer an den Friedensumfang heranreichenden Beschäftigung auch in diesem Jahr keine Rede sein.

Die Preise für Bauausführungen sind demgemäß gedrückt; die Sorge um Beschäftigung, um Deckung wenigstens der laufenden Unkosten veranlaßt zu scharfem Wettbewerb mit starken Unterbietungen.

Dipl.-Ing. Hans Schäfer, Düsseldorf.

Vertragsgestaltung bei Staatsbauten.

In letzter Zeit ist in den neu abgeschlossenen Bauverträgen zwischen den Staatsbauverwaltungen und den Unternehmern über größere Tiefbauarbeiten festzustellen, daß die bisher bei Streitigkeiten aus dem Vertrag schon recht oft gewählten Schiedsgerichte wieder durch die ordentlichen Gerichte ersetzt worden sind, obwohl meistens bei Streitigkeiten aus Bauverträgen fachlich technische Fragen zu erledigen sind und das ordentliche Gericht doch wieder auf die Gutachten von Sachverständigen angewiesen ist. Der Vorteil, der darin lag, bei Streitigkeiten das schnell arbeitende Schiedsgericht anzurufen, wird wieder aufgegeben und der Unternehmer ist entweder gezwungen, auf lange Zeit hinaus auf die Entscheidung der Streitigkeiten zu warten oder muß sich einseitig der Entscheidung des Bauherrn unterwerfen, wenn er mit Rücksicht auf den vielleicht geringen Umfang der Angelegenheit nicht gewillt ist, ein gerichtliches Verfahren anhängig zu machen.

Der Grund, der im allgemeinen angegeben wird für die Abkehr der Behörden von den Schiedsgerichten, erscheint wert, näher betrachtet zu werden. Es ist beobachtet worden, daß fast bei sämtlichen Entscheidungen der Schiedsgerichte die Behörde Unrecht erhielt und der Unternehmer den Prozeß gewann. Es besteht also bei der Behörde ein starkes Mißtrauen gegen die Objektivität der Schiedsrichter. Es soll hier nicht auf die Selbstverständlichkeit der Forderung der persönlichen Objektivität und Unbeeinflußbarkeit der Schiedsrichter eingegangen werden. Die bestehenden Schiedsgerichtsbestimmungen der Unternehmerverbände gewährleisten die Ernennung von Schiedsrichtern, die wohl niemand unseren ordentlichen Richtern in diesen oben erwähnten notwendigen Eigenschaften nachstellen wird. Wenn tatsächlich die Mehrzahl der Fälle von Schiedsgerichten zwischen Behörde und Tiefbauunternehmer zuungunsten der ersteren entschieden wurde, so empfiehlt es sich, die Abfassung der Bauverträge der Behörde genauer anzusehen.

Es ist hier nur an Verträge über größere, ein Jahr oder länger dauernde Bauarbeiten gedacht, die hauptsächlich große Erd-, Fels- und Betonarbeiten umfassen. Die behördlichen Vertragstexte, die allgemeinen und die besonderen Bestimmungen und alle sonstigen noch hinzugefügten Vorschriften eines Werkvertrages im Tiefbaugewerbe werden im Gegensatz zu den in der Wirtschaft sonst üblichen Verträgen einseitig vom Bauherrn aufgestellt. Die Behörde arbeitet den Vertragsentwurf aus und greift auf die Vorbilder früherer Verträge zurück. Auf diese Weise erhalten sich auch in den modernsten Verträgen Paragraphen und Vorschriften, die aus einer Zeit stammen, in der unter ganz anderen technischen und wirtschaftlichen Verhältnissen gearbeitet wurde als heute. Die meisten, und zwar die den Unternehmer am schärfsten belastenden Vertragsbedingungen stammen aus einer Zeit, in der der Tiefbauunternehmer noch nicht gleichzeitig Ingenieur, sondern mehr Praktiker und Geschäftsmann war. Es gab wenig und nur einfache Baumaschinen. Die Baueinrichtungen der Baustelle waren verhältnismäßig einfach und ihre wirtschaftliche Bedeutung leicht zu übersehen. Der staatliche Aufsichtsbeamte war der tatsächliche Führer und Leiter des Baues in technischer Hinsicht. Er übersah ziemlich genau den Aufwand, den der Unternehmer zur Bewältigung der ihm übertragenen Arbeiten aufwenden mußte, und es war schließlich nicht bedenklich, wenn zwischen Behörde und Unternehmer etwas einseitige Vertragsbestimmungen bestanden, da meistens aus Billigkeitsgründen die Behörde durch eigene Beobachtung imstande war, die Berichtigung allzu harter Bedingungen vorzunehmen. Es wurde daher früher üblich, in Bauverträgen dem Unternehmer Risiken zuzumuten, die unmöglich von einem gewissenhaften Ingenieur übernommen werden konnten. Es sollen hier nicht Einzelheiten aus Verträgen angeführt werden. Diese Punkte sind zu allgemein bekannt, es soll nur an einem Beispiel erläutert werden, was gemeint ist.

Die den Vertrag abschließende Behörde hat in jahrelanger Entwurfsarbeit, durch eingehende lang ausgedehnte Bodenuntersuchungen, Bohrungen usw. die Unterlagen für die Konstruktion des Baues und für den abzuschließenden Vertrag geschaffen. Sie schreibt in den Vertrag hinein, daß der auszuhebende Boden so und so beschaffen sei, daß sie jedoch keine Gewähr für diese Beschaffenheit übernehme. Beim Antreffen ungünstigerer Verhältnisse stehe dem Unternehmer kein Recht auf Nachforderung zu, er könne sich vom Tage der Ausschreibung bis zur Abgabe des Angebotes selbst von der Beschaffenheit überzeugen, selbst Bohrungen usw. vornehmen.

Diese Bestimmung, die in den meisten Tiefbauverträgen vorkommt, ist augenscheinlich unbillig und undurchführbar — man vergleiche sie einmal mit den Bedingungen in Lieferungsverträgen — und man muß sich nur über die Möglichkeit wundern, daß sie jahrzehntelang in allen Verträgen wiederkehrt und vom Unternehmer immer wieder unterschrieben wird. Es ist kaum anzunehmen, daß der Unternehmer in den wenigen Wochen, die er Frist für eine solche Untersuchung hatte, etwas anderes feststellen könnte, als die meist sehr sorgfältig durchgeführten Untersuchungen der Behörde. Außerdem werden dem Unternehmer durch die Untersuchung Kosten zugemutet, die er bei der Unsicherheit des Auftrages bei öffentlicher Ausschreibung kaum übernehmen kann. Der Unternehmer muß sich demnach auf die Untersuchung der Behörde verlassen. Zahlreiche Fälle sind bekannt, in denen die Wirklichkeit viel schwierigere Verhältnisse als angenommen brachte; ein Schiedsgericht war die Folge. Der Unternehmer gewann, weil ihm Unbilliges zugemutet worden war.

Dieses Beispiel ließ sich durch eine beliebige Anzahl anderer vermehren und nur die Tatsache, daß die Behörde früher sich bewußt war, die Härte der Vertragsbedingungen durch engste Fühlung mit der Ausführung des Baues jederzeit ändern zu können, läßt es entschuldbar erscheinen, daß derartige Bestimmungen in einen Vertrag aufgenommen werden konnten.

Die wirtschaftlichen und technischen Verhältnisse im Tiefbaugewerbe haben sich aber in den letzten Jahren ganz wesentlich verschoben. Die großen Baustellen des Tiefbaus werden mit einem umfangreichen Maschinenpark versehen, der die Einrichtung der Baustelle zu einer besonderen Ingenieurarbeit macht. Der Unternehmer muß selbst Ingenieur sein, und der Behörde ist es, da nicht nur Löhne, sondern auch schwer zu übersehende Ausgaben für Maschinenbetrieb und -unterhaltung notwendig sind, schwer möglich, den finanziellen Aufwand des Unternehmers für eine Arbeit abzuschätzen. Es ist daher, da die innige Bindung der Behörde mit den ausgeführten Arbeiten nicht mehr ohne weiteres möglich ist, schwer, sie zu überzeugen, daß die vorgefundenen Verhältnisse den im Vertrag vorgesehenen und für die Kalkulation maßgebend gewesenen nicht entsprechen. Die Abfassung der Verträge hat sich den veränderten Verhältnissen nicht angepaßt, sondern sie ist im Gegenteil immer ungünstiger für den Unternehmer und schärfer in ihren Bestimmungen geworden. Jedes Risiko, das die Behörde bei Aufstellung des Entwurfes und Abfassung des Vertrages findet, sucht sie im Vertrag dem Unternehmer zuzuschieben. Ja, sie geht manchmal so weit, daß in Verträgen dem Unternehmer nicht nur das Risiko der Bauausführung zugeschoben wird, sondern sogar das Risiko des Bauwerkes. Der Unternehmer kann aber nur das erste tragen, da er hier die Gewinnmöglichkeit besitzt, während die Gewinnmöglichkeit, die das Bauwerk erschließt, ausschließlich dem Bauherrn zugute kommt.

Die hinter uns liegende Inflationszeit hat noch ein neues, die Stellung des Unternehmers erschwerendes Moment in die Verträge gebracht. Um eine Bezahlung in dieser Zeit zu ermöglichen, mußten die Preise der Bauverträge bis ins einzelne aufgeteilt werden und der Bauherr erhielt einen genauen Einblick in die Kalkulation. Die Berechtigung der einzelnen darin aufgeführten Teile der Preise konnte er aber nur für diejenigen Posten prüfen, die sich ausschließlich auf der Baustelle abwickelten, d. h. die Lohnkosten. Die Baustoffe, Betriebsmittel, Ersatzteile und Geschäftsunkosten entzogen sich der Prüfung des Bauherrn. Die Aufteilung der Angebotspreise führte daher nicht, wie vielfach betont, zu einer glatteren Abwicklung der Bauverträge, indem der Bauherr jederzeit die Verluste des Unternehmers übersah, sondern erzeugten im Gegenteil den Nachteil, daß der Bauherr jeden Gewinn an Lohnstunden dem Unternehmer hoch anrechnete und ihn oft unter Verkennung der anderen das finanzielle Schlußergebnis erst bestimmenden Faktoren gegen andere viel größere Verluste aufrechnete. Da die Tätigkeit des Bauunternehmers sich zum größten Teil unter den Augen des Bauherrn abspielt und die Beurteilung in bezug auf die finanzielle Auswirkung oft den das Gesamtbild nicht übersehenden Personen ausgeliefert ist, so bedeutet die Aufteilung der Preise einen schweren Nachteil für den Unternehmer; man vergleiche das, was vom Tiefbauunternehmer auf diesem Gebiet verlangt wird, mit den Lieferungsverträgen der übrigen Industrie.

In der Industrie findet im allgemeinen die Herstellung völlig unabhängig vom Besteller in der eigenen Fabrik unter verhältnismäßig gleichförmigen Verhältnissen ohne Einfluß äußerer, vorher nicht bestimmbarer Umstände statt — die Beschaffung der Rohstoffe, ihr Lagern usw. ist etwa die gleiche wie beim Tiefbauunternehmer —, dagegen findet die Ausführung des Werkvertrages des Tiefbauunternehmers unter den Augen des Bestellers statt, der sich vertraglich ein dauerndes Eingriffsrecht vorbehalten hat, davon Gebrauch macht, ohne daß es immer möglich wäre, die hieraus sich ergebenden Folgen finanziell auf ihn abzuwälzen.

Die Vertragsbedingungen in Lieferungsverträgen betonen fast stets, daß jede Unsicherheit, jeder indirekte Schaden in seinen finanziellen Auswirkungen nicht zu Lasten des Herstellers gehen darf; das Umgekehrte ist fast stets bei den Bauverträgen der Fall.

Macht der Besteller für die Ausführung einer Lieferung bestimmte Vorschriften, so ist es selbstverständlich, daß er selbst hierfür die Verantwortung übernimmt. Bei Ausführung von Tiefbauverträgen ist es keine Seltenheit, daß den Entwurf der Bauherr liefert und trotzdem der Unternehmer die Verantwortung für den Entwurf mit

übernehmen muß, obwohl von seinem Einspruchsrecht bei bedenklichen Konstruktionen aus leicht verständlichen Gründen nur schwach Gebrauch gemacht werden kann.

Der Preis bei Lieferungsverträgen ist ein einheitlicher geschlossener, die Gewinnhöhe und die Unkostenhöhe ist unbekannt. Die Einheitspreise im Baubetrieb sind oft noch aufgeteilt und ermöglichen dem Besteller die Feststellung jedes anscheinenden Gewinnes, ohne daß sie die Sicherheit bieten, daß auch jeder Verlust erkannt wird.

Wenn man beachtet, daß heute noch derartige der Auffassung des sonstigen Geschäftsverkehres widersprechende Bauverträge mit Behörden abgeschlossen werden, obwohl gleichzeitig die gleichen Behörden einwandfreie Lieferungsverträge abschließen, so fragt man sich, wie es kommt, daß sich immer noch Unternehmer finden, die ihre Unterschrift unter diese Verträge setzen. Man muß auch hier wieder auf das geschichtlich Gewordene, wie es im Anfang dieses Aufsatzes geschildert wurde, zurückgreifen. Die Herstellung eines Baues ist stets ein größeres Risikogeschäft als ein Lieferungsvertrag. Der Unternehmer hofft auf Glück bei der Ausführung oder auf günstige Ereignisse, die auch den tollsten Vertrag außer Kraft setzen, hofft auf Gewinn aus Nebenarbeiten, und er hofft besonders auf einen Bauherrn, der, wie es früher sehr oft üblich war, unerwartete Schwierigkeiten bewertet und über den Vertrag hinaus vergütet. Außerdem ist es für den einzelnen Unternehmer schwer, bessere Verträge durchzusetzen, da — und dies liegt letzten Endes teilweise in der Natur des Tiefbaugewerbes — eine solche Geschlossenheit der Unternehmerschaft, wie sie in der übrigen Industrie zum größten Teil vorhanden ist, nicht besteht.

Der Abschluß solcher oben geschilderten Verträge stellt aber zweifelsohne einen Schaden unserer Volkswirtschaft dar. Es kommt in die sowieso schon schwierige Ausführung von Tiefbauten mit ihren unübersehbaren Risiken noch ein unsicheres Moment hinein, in dem der einen Seite, nämlich dem Unternehmer, alle Schwierigkeiten aufgebürdet werden und es unsicher bleibt, wie weit die Lasten nachher auf beide Schultern verteilt werden. Geht der Unternehmer bei einem Bau zugrunde, so ist der Schaden für die Volkswirtschaft größer als der entsprechende Nutzen für den Bauherrn. Verlangt der Unternehmer eine Vergütung über den Vertrag hinaus, so besteht die Möglichkeit, daß er schwer kontrollierbare und gegebenenfalls zu große Bereicherungen erfährt. Auch hier entsteht ein volkswirtschaftlicher Schaden. Die Streitigkeiten bei Schiedsgerichten oder ordentlichen Gerichten bringen Vergeudung von Arbeitskräften und Arbeitszeit und vermehren den Schaden der Allgemeinheit.

Es ist daher eine der wichtigsten Aufgaben des Tiefbauunternehmertums, die Ablehnung untragbarer Vertragsbedingungen gemeinsam und einheitlich durchzuführen. Der Vertragsabschluß bei großen Bauten muß zwischen dem Bauherrn und Unternehmer gemeinsam erfolgen. Nicht übersehbare Risiken müssen aus den Verträgen herausbleiben. Für diese sind Wahlangebote oder besondere Entschädigungen im voraus außerhalb des eigentlichen Angebotes zu vereinbaren. Es werden sich stets Wege finden lassen — und es soll später noch darauf zurückgekommen werden —, die vermeiden, daß etwa später der Bauherr in eine Zwangslage gerät, die ihn zwingt, jeden Preis des Unternehmers anerkennen zu müssen.

Die Verträge zwischen Behörden und Baufirmen müssen auf jeden Fall beide Parteien als gleichberechtigte Vertragabschließende bewerten und erkennen lassen. Der patriarchalische Zug, den viele Staatsbauverträge — um es milde auszudrücken — zurzeit noch aufweisen, muß verschwinden, da er den Verhältnissen der heutigen Bauausführungen nicht mehr angemessen ist.

Die Behörden sollten in ihrem eigenen Interesse nur Verträge abschließen, die nichts Unbilliges vom Unternehmer verlangen, die besonders kein Risiko ihm zumuten, das die Behörde selbst nicht übernehmen kann, obwohl sie genauer und länger über die Grundlagen der auszuführenden Arbeit unterrichtet ist. Sie wird dann eine glatte Abwicklung der Verträge erreichen. Schiedsgerichtsentscheidungen, die natürlich auch dann nicht immer ausbleiben werden, werden dann nicht mehr einseitig zu ihren Ungunsten ausfallen, und letzten Endes wird die Behörde billiger bauen als es bei den bisherigen Verträgen der Fall war.

Die Finanzierung des Wohnungsbaues.

Von Dr. H. H. Zisseler.

Es ist grundsätzlich nicht Aufgabe des Staates, selber die Bevölkerung mit den Gegenständen des täglichen Bedarfes zu versorgen; sie zu beschaffen und zu Markt zu stellen, kann nur Sache der Wirtschaft sein. Wohl aber muß der Staat Sorge tragen, daß die Wirtschaft diese Aufgabe erfüllen kann. Dabei soll er sich in der Regel im Rahmen der Verwaltungsmaßnahmen halten; daß er jedoch in engeren Grenzen auf das Gebiet wirtschaftlicher Tätigkeit übergreift, kann zweckmäßig oder notwendig sein. Wer diesen Grundsatz anerkennt, wird auch allgemein den Wohnungsbau als Aufgabe der Wirtschaft und nicht als solche irgendwelcher Behörden ansprechen müssen, selbst wenn er die Art der Wohnungen und der Wohnweise für sehr verbesserungsbedürftig hält. Der Verwaltung stehen auf ihrem eigenen Gebiet zahlreiche Handhaben zur Verfügung, um die aus staatspolitischen Gründen notwendigen Verbesserungen in der Bauweise durchzusetzen, ohne daß sie selber den Wohnungsbau in die Hand zu nehmen braucht. Diese Verwaltungsmittel sind auch heute noch nicht erschöpft.

Die besonderen Verhältnisse der Wohnungswirtschaft habe indessen schon vor dem Kriege behördliche Eingriffe wirtschaftlich Art notwendig gemacht, deren man auch heute nicht wird entrat können. Das Bauwesen bedarf eines Mittlers zwischen Erzeuger un Verbraucher, dessen andere Wirtschaftszweige nicht in dieser Weis bedürfen; darin liegt auch die tiefste Ursache für die internationa Erscheinung, daß das Wohnungswesen von Erschütterungen heim gesucht wird, von denen andere Wirtschaftszweige — wenigstens i solcher Schärfe und Dauer — verschont geblieben sind. Während de Verbraucher die übrigen Gegenstände seines Bedarfes selbst bezahle muß, und bei geordneten Verhältnissen bezahlt, ist die Lage in de Wohnungswirtschaft schon seit Jahrzehnten so, daß in der Regel de Verbraucher nur die Zinsen für den Preis der Wohnung zahlt, währen der Erzeuger das eigentliche Entgelt für seine Arbeit von ander Seite bekommt — in erster Linie aus dem Realkredit. Weil dies nicht immer in genügendem Umfange vorhanden war, haben die Staat des Abendlandes schon vor dem Kriege in steigendem Maße eingreife müssen.

Diese besonderen Verhältnisse der Bauwirtschaft muß ma m. E. im Auge behalten, wenn man ein Urteil gewinnen will, ob un wie weit man diese heute auf den freien Geldmarkt verweisen kan oder unter welchen Bedingungen man öffentliche Gelder für sie in An spruch nehmen soll. Daß man sie ganz ihrem Schicksal überlass abwartend, wie weit das Baugewerbe dann Beschäftigung finden un der Wohnungsbau in Gang kommen würde, scheint mir wegen de Wohnungsnot und wegen der Beschäftigung des Baugewerbes unmöglich

Daß eine eigentliche Wohnungsnot in Deutschland nicht meh bestände, wird zwar heute vielfach behauptet, den Beweis dafür i man bisher schuldig geblieben. Auch vor dem Kriege wurden jährlic mindestens 200 000 Wohnungen in Deutschland neu gebaut, oh daß damals Wohnungsnot bestand. Der Bedarf wird heute nicht ge ringer sein, auch wenn die Bevölkerung nur wenig zunimmt; den maßgebend für den Bedarf der Gegenwart sind die Geburtenziffer der Jahrgänge um die Jahrhundertwende, die heute im heiratsfähige Alter stehen und mit Wohnungen versorgt sein wollen. Der alt Wohnungsbestand läßt sich aber nicht rationieren wie Textilien ode Lebensmittel, da er aus unteilbaren Einheiten besteht. Welche ve heerenden Folgen die Wohnungsnot in moralischer Beziehung un vor allem für den Bevölkerungszuwachs hat, liegt auf der Han An den Wohnungen zu sparen, ist eine schlechte Menschenökonomie und darum hieße es Raubbau an der Zukunft treiben, wollte man nich möglichst bald wieder zu einer ausreichenden Bautätigkeit zurück kehren.

Nun scheint auf den ersten Blick die Auffassung viel für sich z haben, daß sich das am leichtesten vollziehen würde, wenn man zu nächst die Wohnungswirtschaft von allen Fesseln befreien würd Auch ich habe noch vor nicht allzulanger Zeit die Überzeugung gehab daß der wesentliche Schritt getan wäre, wenn man die Mieten aus reichend in die Höhe drückte. Die übrigen Zwangsmaßnahmen Beschlagnahme und Mieterschutz gelten im wesentlichen für Neubaute nicht; auch die Miethöhe für Neubauten ist theoretisch frei — praktisc wird sie natürlich durch einen niedrigeren Durchschnitt bei den Alt wohnungen stark behindert. Dieser macht die dauernde Rentabilitä von Neubauten zweifelhaft, zwingt den Realkredit zur Zurückhaltun und unterbindet damit die Bautätigkeit. Sicherlich hätte bei normale Zuständen auf dem Geldmarkt die Anpassung der Miete an die Bau kosten den Hauptgrund für die Zurückhaltung des Realkredite beseitigt.

Normale Zustände auf dem Geldmarkt bestehen indessen zu Zeit nicht. Der bestehende scharfe Kapitalmangel wird sogar ve mutlich, wenn auch in verminderter Schärfe noch längere Zeit hindurc andauern. Erfahrungsgemäß ist dasjenige Gebiet, auf dem er sich a stärksten auswirkt, immer der Realkreditmarkt. Als erschwerende Umstand kommt dazu, daß auch Betriebskredit heute häufig unte der Maske des Realkredites auftritt. Die Entschuldung hat unser Wirtschaft ja in den Besitz praktisch unbegrenzter mündelsichere Pfandobjekte gebracht. Damit kann auch die mündelsichere Anlag auf Zinsen von einer Höhe rechnen, die der Wohnungsbau nicht e schwingen kann. Im Grunde eine Parallele zu den Baukrisen de Vergangenheit, in denen dem Baumarkt Kapital fehlte, weil das ve fügbare die höher verzinsliche Anlage in der Industrie vorzog.

Ebenso hinderlich für die Bautätigkeit wie der Kapitalmange ist der Zinssatz, und zwar besonders deswegen, weil er außer durch di reinen Baugeldzinsen durch den Mietzins einen Einfluß auf den Pre der Wohnung ausübt, der ähnlich bei keinem andern Verbrauchsgu auftritt, und der in der stärksten Weise auf den allgemeinen Lohnstand auf die Produktionskosten und die gesamte Wirtschaftspolitik ein wirkt. Ohne Rücksicht auf die gestiegenen Baukosten würde de jetzige Zinsfuß eine Erhöhung des durchschnittlichen Mietstandes au mindestens das 2½ fache der Friedensmiete bedingen, wenn genügen Kapital vorhanden wäre, um der Bauwirtschaft alle öffentliche Gelder entziehen zu können. Eine Differenzierung zwischen de Mieten der alten und denjenigen der neuen Wohnungen kann de Realkredit nicht mitmachen, denn seine Taxen bauen sich auf durch schnittlichen Mieterträgen auf. Wegen der gestiegenen Baukoste würde statt des 2½ fachen etwa das 4 fache der Friedensmiete ode das 6-fache der jetzigen Miete erforderlich sein.

Welche Folgen für den Lohnstand und die Währung eintrete würden, braucht nicht ausgeführt zu werden. Wichtig ist ein Blic

uf das Ausland. Schon vor dem Kriege war die deutsche Industrie adurch vorbelastet, daß der deutsche Arbeiter einen fast doppelt hohen Anteil seines Einkommens für Miete aufwenden mußte, wie im Beispiel der englische. Auch jetzt wieder hat die Begründung zum glischen Wohnungsgesetz den tragbaren Anteil der Miete am Einommen auf höchstens $1/_6$ geschätzt. Setzt unsere Wirtschaft also here Zinssätze unbesehen in höhere Mieten um, so gefährdet sie re eigene Konkurrenzfähigkeit im Export, und zwar um so mehr, als i sinkendem Zinssatz eher die Baulandpreise steigen als die Mieten ken werden. Die notwendige Einstellung der Mieten auf Baukosten d Zinssatz scheint mir danach erst nach der Wiederkehr von überlichen Verhältnissen auf dem Geldmarkt möglich.

Erkennt man die Notwendigkeit einer vorübergehenden öffentchen Hilfe an, so wird man um so mehr fordern müssen, daß sie den edürfnissen des Baumarktes angepaßt wird, und daß gleichzeitig e Wohnungspolitik den klaren Weg zur Wiederherstellung normaler erhältnisse einschlägt. Die Aufgabe jeder Zwangswirtschaft ist, ß sie sich möglichst bald überflüssig macht, indem sie die Ursachen seitigt, die zu ihrer Einführung gezwungen haben. Also muß die ohnungspolitik alles tun, was möglich ist, um den privaten Realedit wieder für die Bauwirtschaft zu gewinnen. Und sie muß die nstweilen notwendigen öffentlichen Gelder schon möglichst nahe an r Quelle in den Strom des Realkredites einfließen lassen. Daß der ste Punkt ein planmäßiges Steigern der Mieten verlangt, mag man dauern, aber es ist unvermeidlich, da eine Konstruktion, die die autätigkeit auf künstliche Finanzierung aufbaut, auf die Dauer möglich ist. Diese Entwicklung muß jedoch im vernünftigen Zummenhang mit der allgemeinen Lohnpolitik stehen und darf nicht einer plötzlichen Minderung des Lebensstandards führen.

Die vorübergehende künstliche Finanzierung muß von Grund f umgestaltet werden. Sie ist eine Sache des Geldmarkts, deswegen üssen zunächst alle örtlichen Schranken fallen. Die rwaltung und Verwendung des Geldes muß in bankmäßigen Formen schehen, am besten so, daß man durch eine zentrale bankmäßig beitende Stelle die Anstalten, die im Realkreditgeschäft erfahren nd, mit den fehlenden Geldmitteln versorgt. Eine gewisse Kontrolle rd nötig sein, sie wird sich auch dahin richten müssen, daß die Gelder er Verbesserung der Wohnweise dienen. Aber sie kann sich m. E. rchaus in erträglichen Grenzen halten. Die einzige Quelle, aus der e öffentlichen Gelder fließen können, ist die Hauszinssteuer. Sie ist ch ergiebig genug, denn bei aller Rücksicht auf die berechtigten nsprüche des Hausbesitzes und auf die Aufwertungszinsen (nach den uesten Entwürfen) kann sie mehr als 2 Milliarden bringen, wenn e Miete auf Friedenssatz steht. Mindestens 1 Milliarde davon kann m Wohnungsbau zur Verfügung gestellt werden. Dieser Betrag ist mer noch knapp, aber steht er zu mäßigen Zinsen zur Verfügung, so rd es gelingen, für das fehlende Geld im steigenden Umfange Privatpital heranzuziehen. Fiskalische Gesichtspunkte sollten nicht zu ner Verminderung des Betrages führen, denn ohne ihn besteht keine ssicht, das Baugewerbe in absehbarer Zeit wieder zu ausreichender itigkeit zu bringen und den Kampf gegen die Wohnungsnot aufzuhmen. Jenes ist aus Gründen des inneren Marktes eine wirtschaftsd staatspolitische Notwendigkeit, dieses aus dem elementaren edürfnis, die Lebenskraft unseres unglücklichen Volkes zu erhalten.

Großhandelsindex.

. Februar	5. März	13. März	18. März	25. März	1. April
136,7	136,7	136,3	133,2	132,9	132,3

Lebenshaltungsindex.

it Februar neue Berechnung und Mitteilung nur des Monatsdurchschnitts.

Alt: Januar	Februar	März	Neu: Februar	März
124	125,1	125,7	135,6	136

Erwerbslosigkeit.

In vH der Mitglieder der Fachverbände.

	Vollarbeitslose		Mit Kurzarbeit	
	31,1	28,2	31,1	28,2
esamt:	9,6	8,5	14,4	13
ugewerbe:	23,5	21,3	23,5	21,3

Arbeitsgesuche auf 100 offene Stellen:

Dezember 1924	Januar 1925	Februar 1925
338	314	274

Unterstützte Erwerbslose:

1. Februar	15. Februar	1. März	15. März
592 000	576 000	541 000	515 000

Löhne.

		Durchschnittlicher deutscher Stundenlohn	Bauarbeiter
elernt:	Januar	77	86,2
	Februar	77,7	87,8
ngelernt:	Januar	54,9	72,6
	Februar	55,5	74

Spannung zwischen den Löhnen Gelernter und Ungelernter:

Gesamtdurchschnitt:	Januar	22,1	Februar	22,2
Baugewerbe:	„	13,6	„	13,8

Das Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit (Vorsitzender Dr.-Ing. e. h. C. F. v. Siemens, Berlin) befaßte sich in seiner Sitzung vom 2. April d. Js. mit der Notwendigkeit, die deutsche Produktion wirtschaftlicher zu gestalten. Die beiden Vortragenden, Dr.-Ing. e. h. Köttgen und Professor A. Schilling wiesen auf das Beispiel Amerikas hin, hinsichtlich der staatlichen und privatwirtschaftlichen Aufgaben der deutschen Rationalisierung und hinsichtlich der Erziehung zur Wirtschaftlichkeit an den deutschen technischen Hochschulen. Es sei gebietende Notwendigkeit, den Geist der Rationalisierung und das Erkennen der Wege zur Förderung der Wirtschaftlichkeit durch Wort und Schrift in die weitesten Kreise der Bevölkerung zu tragen. Die bisherige Gemeinschaftsarbeit der Wirtschaft soll nach wie vor mit Beiträgen der einzelnen Unternehmungen und Privatpersonen weitergeführt werden. Für die beabsichtigte großzügige Erziehungsarbeit der Öffentlichkeit wurde in einer der Reichsregierung vorzulegenden Resolution ein Betrag von vorerst 1½ Millionen Reichsmark pro Jahr verlangt. Eine zweite Resolution fordert neben der wissenschaftlichen Erziehung die Erziehung zur Wirtschaftlichkeit als Grundlage der Ausbildung an den technischen Hochschulen. Planmäßiger Ausbau der wirtschaftlichen Abteilung aller technischen Hochschulen unter besonderer Betonung der Bedürfnisse der Praxis sei deshalb eine dringende Forderung zum Wohle der deutschen Volkswirtschaft.

Der Reichswirtschaftsminister Neuhaus, der der Tagung beiwohnte, sagte Förderung dieser Bestrebungen zu. BTWV.

Arbeitsmarkt im Baugewerbe. Durch die Witterung begünstigt nahm die Vermittlungstätigkeit im Baugewerbe in der Berichtswoche (23. bis 28. 3. 25) einen merklichen Aufschwung. Die infolge des Frostwetters zur Entlassung gekommenen Facharbeiter sind meist sämtlich wieder eingestellt worden. In vielen Bezirken konnte der Bedarf an Facharbeitern, besonders an Malern und Anstreichern, nicht mehr gedeckt werden. Nur in Niederschlesien (Verschlechterung der Lage), Oberschlesien und Hessen litt die Vermittlungstätigkeit noch unter der ungünstigen Witterung. Erhebliche Besserung melden Pommern, Schleswig-Holstein und Hannover. Auch das Tiefbaugewerbe nahm vereinzelt kleinere Neueinstellungen vor.

An Maurern war in Lübeck, Bremen und Oldenburg Mangel. Im Bezirk Ludwigshafen sind Maurer vereinzelt noch in erheblicher Zahl erwerbslos. Aus Hannover (Duderstadt) konnte eine Anzahl erwerbsloser Maurer nach Westfalen vermittelt werden. Maler fehlten in Lübeck, Schleswig-Holstein, Bremen, Schlesien (Breslau, Lauban, Reichenbach, Neurode), Freistaat Sachsen (Falkenstein, Leipzig), Regensburg und Nürnberg, in erheblicher Zahl in Hamburg, Hannover und Westfalen, ferner Anstreicher im Freistaat Sachsen (Falkenstein, Leipzig), Westfalen, Rheinprovinz (außerordentlicher Mangel) und in Nürnberg (Tüncher). Wagenlackierer blieben in Bremen gesucht. In Stralsund i. Pom. konnte der Bedarf an Maurern, Malern und Zimmerern auch durch Ausgleich bisher nicht befriedigt werden. (R. Arb.-Verw.)

Kredite der Reichsversicherungsanstalt für Angestellte. Die Reichsversicherungsanstalt für Angestellte gibt größere langfristige Kredite nur gegen erststellige hypothekarische Sicherungen. Damit scheitert in der Regel die Hergabe von Krediten an Gemeinden für Wohnungsbau. Im Preußischen Landtag erklärte der Minister des Innern, daß er es bedaure, daß die Reichsversicherungsanstalt, ebenso wie andere zur Versorgung des Kommunalkredits bestimmte Anstalten, die Hergabe von Kredit an Gemeinden selbst bei Einschaltung der Landesbanken von der Forderung einer hypothekarischen Sicherheit abhängig machen. Die Preußische Staatsregierung habe zur Beseitigung dieser trotz ihres offenkundigen Übergangscharakters höchst unerwünschten Praxis wiederholt Schritte getan. Im Reichstag ist ein Antrag von sozialdemokratischer Seite gestellt, der die Nachprüfung der Kreditgewährungen der Reichsversicherungsanstalt für Angestellte bezweckt. BTWV.

Vorausleistungen zum Wegebau. Durch § 12 des Finanzausgleichgesetzes vom 23. Juni 1923 sind die Länder ermächtigt worden, Beiträge (Vorausleistungen) zur Deckung der Kosten für eine außergewöhnliche Abnutzung der Wege zu erheben. Dieser Abgabe sollen auch Kraftfahrzeuge unterliegen, die auf Grund des Kraftfahrzeugsteuergesetzes vom 8. April 1922 nicht zu den normalen Steuern zu Zwecken der öffentlich-rechtlichen Wegeunterhaltung heranzuziehen sind.

In Preußen ist auf Grund der vorgenannten reichsgesetzlichen Ermächtigung eine Verordnung über die Erhebung von Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung vom 25. 11. 23 ergangen, durch welche den Stadt- bzw. Landkreisen die Festsetzung der Beiträge mehr oder weniger freigestellt ist. Einzelne Kreise haben Beitragsordnungen erlassen, die den Automobilverkehr einfach erdrosseln müssen. Man hat berechnet, daß bei dem bislang durchschnittlich üblichen Satz von 10 Pf. für das Tonnenkilometer der Lastwagentransport von 3000 Mauersteinen auf 10 km 15 vH, auf 20 km 30 vH des Wertes der Fracht betragen würde. 200 Sack Zement würden unter den

gleichen Bedingungen auf eine Entfernung von 10 km mit einer Gebühr von 3,4 vH, auf 20 km mit einer solchen von 6,8 vH ihres Wertes belastet werden.

Erhebliche Bedenken muß auch die Art der Veranlagung zu den Vorausleistungen nach zurückgelegten Tonnenkilometern erwecken. Unternehmungen, die ihren Lastkraftwagenverkehr durch mehrere Stadt- und Landkreise führen müssen, werden durch die preußische Verordnung gezwungen, für jeden Kreis gesonderte Listen zu führen. Ihnen wird damit eine umständliche, unproduktive und zeitraubende Arbeit aufgebürdet.

Aus diesen Gründen wird von weiten Kreisen der Industrie gegen die preußische Verordnung vom 25. 11. 23 Stellung genommen. Zwar wird anerkannt, daß die Wiederherstellung der deutschen Straßen und der Ausbau neuer Automobilstraßen eine wirtschaftliche Notfrage ist, deren Behebung im öffentlichen Interesse liegt, an der auch die Bauindustrie lebhaften Anteil nimmt. Aus diesem Grunde wäre die Vorausleistungspflicht für den Wegebau zentral zu regeln und die aus ihr fließenden Mittel zusammen mit denjenigen aus der Kraftfahrzeugsteuer und der geplanten Wegeunterhaltungssteuer zentral zu verwalten.

Die preußische Verordnung über die Erhebung von Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung sieht nun vor, daß jeder der die befestigten öffentlichen Wege über das gemeinübliche Maß hinaus benutzt, der Pflicht zur Vorausleistung unterliegt. Das steht im Widerspruch zu der Bestimmung des reichsrechtlichen Finanzausgleichsgesetzes, nach welchem die Vorausleistungen nur zur Deckung der Kosten für eine außergewöhnliche Abnutzung erhoben werden dürfen.

Aus diesem Grunde ist von verschiedenen Seiten die Rechtsgültigkeit der preußischen Verordnung vom 25. 11. 23 im Verwaltungsstreitverfahren angefochten worden. Der Bezirksausschuß Minden hat kürzlich der dahinzielenden Klage einer Firma stattgegeben und die genannte Verordnung als rechtsungültig erklärt. Die letzte Entscheidung liegt bei der Berufungsinstanz, dem preußischen Oberverwaltungsgericht.

Wie wir erfahren, schweben nunmehr auch bei der preußischen Regierung Erwägungen über eine grundlegende Abänderung der Verordnung vom 25. 11. 23. Es ist zu hoffen, daß die Wünsche der Industrie bei einer Neufassung des Gesetzes berücksichtigt werden.

BTWV.

Lohnsteuer. Bei Abführung der Steuerbeträge vom Lohnabzug der Arbeitnehmer wird vielfach unterlassen, die nach § 40 der Durchführungsbestimmungen über den Steuerabzug vom Arbeitslohn vom 20. 12. 23 vorgeschriebene Bescheinigung einzureichen, die der Arbeitgeber nach Ablauf eines jeden Kalendermonats spätestens bis zum 5. des folgenden Monats der Finanzkasse zu übersenden hat und in der er nach bestem Wissen und Gewissen versichert, daß die Gesamtsumme der an die Kasse für den abgelaufenen Kalendermonat abgeführten Steuerabzugsbeträge mit dem Gesamtbetrage der in diesem Kalendermonat einbehaltenen Steuerbeträge übereinstimmt. Die Bescheinigung ist von dem Arbeitgeber oder einer Person, die zur Vertretung der Firma rechtlich befugt ist, zu unterschreiben. Sie kann auf den Postabschnitt gesetzt werden. Die Finanzämter sind angewiesen, die Einreichung der Bescheinigungen nötigenfalls durch Geldstrafen zu erzwingen. BTWV.

Abschreibungen auf Personen- und Lastkraftwagen. Die Industrie- und Handelskammer zu Berlin hat ihren Fachausschuß für das Kraftfahrzeuggewerbe beauftragt, festzustellen, welche Abschreibungssätze auf Personen- und Lastkraftwagen angemessen erscheinen. Der Ausschuß hat sich dahin geäußert, daß die für Maschinen vielfach üblichen Abschreibungssätze von 10 bis 25 vH im vorliegenden Falle nicht zutreffend sind. Denn erfahrungsgemäß verliert ein Personen- oder Lastkraftwagen in dem Augenblick der Benutzung sofort einen erheblichen Teil seines Wertes gegenüber dem fabrikneuen Wagen, deshalb müsse die Abschreibung gerade im ersten Jahre besonders groß sein. Als Lebensdauer ist im Normalfalle eine Lebensdauer von 4 Jahren angegeben worden, für welche die Abschreibungen wie folgt vorgeschlagen wurden: im 1. Jahre für Personenkraftwagen 30—$33^1/_3$ vH, für Lastkraftwagen 25—30 vH, im 2. bis 4. Jahre restlicher Buchwert in drei gleichen Teilen. BTWV.

Gerichtliche Gutachten der Industrie- und Handelskammer zu Berlin. Holz: Mangels besonderer Vereinbarung werden für Vermittlung von Holzkäufen 2 vH Provision üblicherweise gezahlt. — Gips: Stuckgips wird handelsüblich in Säcken geliefert, und zwar entweder in Säcken des Käufers oder, falls dieser solche nicht stellt, in Säcken des Fabrikanten. Die Verladung erfolgt je nach Wunsch des Käufers in Papiersäcken oder in Jutesäcken. Als Papiersäcke werden meistenteils vierfache Säcke verwandt, in einer Abmessung von 50 × 95 cm, mit einem Inhalt von 50 kg Brutto; Jutesäcke mit einem Inhalt von 50 oder 75 kg Brutto. — Teer: Im Handel mit Teer besteht kein Handelsgebrauch, nach welchem unter einer halben Ladung nicht 5000 kg Netto, sondern Brutto zu verstehen sind.

BTWV.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse, Bescheide, Gesetzentwürfe.

(Bearbeitet vom BTWV.)

Gesetz über Aufnahme von Auslandskrediten durch Gemeinde und Gemeindeverbände vom 21. März 1925 (RGBl. I S. 27). Gemein den und Gemeindeverbände bedürfen zur Aufnahme von ausländische Krediten oder zur Begebung von Anleihen im Auslande usw. d Zustimmung des Reichsministers der Finanzen.

Gesetz über die Volks-, Berufs- und Betriebszählung 1925 vo 13. März 1925 (RGBl. I S. 19). Im Jahre 1925 ist im ganzen Deutsch Reich mit Ausnahme des Saargebiets eine Volks-, Berufs- sowie lan wirtschaftliche und gewerbliche Betriebszählung vorzunehmen. Au führungsverordnung vom 14. März 1925 (RMinBl. Nr. 14). Zählung termin ist der 16. Juni 1925. Für die Erhebungspapiere (Hausha tungslisten und Gewerbebogen) sind Muster festgesetzt.

Verordnung über die Dienstzeit der Reichsbeamten vom 6. Ma 1925 (RMinBl. Nr. 12). Die Dienstzeit der Reichsbeamten kann a Anordnung der Ressortminister auf 51 Stunden wöchentlich hera gesetzt werden, soweit dies ohne erhebliche Mehraufwendung möglich ist.

Entschädigungen auf Grund des Okkupationsleistungsgesetze Reichsfinanzminister vom 9. März 1925 (III. D 2871, RSteuerBl. S. 61 Die Vergütungen für Okkupationsleistungen durften bisher nur t zu 5000 GM voll ausgezahlt werden. Diese Einschränkung ist au gehoben, sodaß alle festgesetzten Vergütungen wieder in voller Ho ausgezahlt werden.

Verordnung über die Abänderung der Verordnung über die Ei stellung und Beschäftigung ausländischer Arbeiter vom 16. März 19 (RGBl. I S. 25). Die Vorschriften, welche durch Verordnung über d Einstellung und Beschäftigung ausländischer Arbeiter vom 2. Janu 1923 (Reichsanzeiger Nr. 3 vom 5. Januar 1923) hinsichtlich d Einstellungsgenehmigung, Legitimierung usw. gegeben sind, hab auf ausländische Arbeiter keine Anwendung zu finden, die mindeste vom 1. Januar 1919 ab nicht nur vorübergehend im Inlande beschäftu bzw. die am 1. Juli 1914 seit mindestens einem Jahre im Inland ta waren und nach Kriegsbeendigung unverzüglich an ihre alte Arbei stelle zurückgekehrt sind.

Erlaß des Reichsarbeitsministers an die Regierungen der Länd betreffend Facharbeitermangel im Baugewerbe vom 6. März 192 (RABl. 1925 Nr. 11 S. 109.) (Vgl. Erlaß des Pr. Wohlfahrtsministe v. 19. II. 25.) Es wird empfohlen:

a) planmäßige Verteilung der Bauarbeiten über das ganze Ja 1925 bis ins Jahr 1926 hinein. Nur allmähliche Ausschüttung d Hauszinssteuer; Baubeginn erst nach Sicherstellung aller erforde lichen Mittel; Reparaturen außerhalb der Hauptbauzeit;

b) möglichst weitgehende Heranziehung von angelernten u ungelernten Arbeitern; Verwendung von Baustoffen, die diese Hera ziehung erleichtern (insbesondere auch Beton- und Zementba steine);

c) Wiederzuführung von Arbeitern, die in andere Gewer abgewandert sind, zu deren früheren Berufen. (Wie das gemac werden soll, wird nicht gesagt);

d) zwischenörtlicher Ausgleich von Arbeitskräften (durch d Tätigkeit der Arbeitsämter).

Die Heranziehung ausländischer Arbeitskräfte soll solange w möglich vermieden werden.

Erlaß des Reichsarbeitsministers betreffend Abgrenzung zwisch Förderung von Meliorationsarbeiten als öffentliche Notstandsarb und Förderung aus Mitteln der Deutschen Bodenkultur-Akt.-G v. 2. II. 1925. (RABl. 1925 Nr. 12 S. 125.) Die gleichzeitige Förderu eines Meliorationsunternehmens a) als öffentliche Notstandsarbeit u b) aus Mitteln der Deutschen Bodenkulturaktiengesellschaft (die si je zur Hälfte aus Reichsmitteln der produktiven Erwerbslosenfürso und aus Mitteln der Deutschen Rentenbank zusammensetzen) grundsätzlich nicht zulässig. Die Förderung als öffentlic Notstandsarbeit ist mit strengeren sozialpolitischen Bindungen v knüpft, deshalb sollen als Notstandsarbeit nur solche Unternehm gefördert werden, denen diese sozialpolitischen Bindungen billig weise zugemutet werden können. Im übrigen soll die Deutsche Bode kulturaktiengesellschaft herangezogen werden.

Preußische Verordnung zur Änderung der Verordnung über d Verzinsung gestundeter Abgaben vom 29. August 1924, vom 16. Febru 1925 (Pr.G.Samml. S. 12). Der Zinsfuß bei Bewilligung der Stundu einer öffentlichen Abgabe ist je nach der allgemeinen wirtschaftlich Lage und den besonderen Umständen des einzelnen Falles auf mi destens fünf vom Hundert und höchstens neun vom Hundert (früh zwölf vom Hundert) zu bemessen.

2. Ergänzungsverordnung zur Verordnung vom 23. Novemb 1923 über die vorläufige Neuregelung der Gewerbesteuer vom 28. Mä 1925 (Pr.G.Samml. S. 41). Die auf die Gewerbesteuer vom Ertra zu leistenden Vorauszahlungen sind im entsprechenden Rahmen d reichsrechtlichen Verordnung über wirtschaftlich notwendige Steu milderungen vom 10. November 1924 um ein volles Viertel zu milder Die Ermäßigung tritt erstmals für die im Januar fällig gewesen Vorauszahlungen in Kraft.

Verordnung zur Ausführung der dritten Steuernotverordnung es Reiches vom **14. Februar 1924** (3. Pr. Steuernotverordnung). Vom S. 3. 1925 (Pr. G.Samml. S. 42). Die Hauszinssteuer in Preußen be-ägt jetzt 700 vH der vorläufigen Steuer vom Grundvermögen (bisher 00 vH). Von dem Aufkommen sind $^7/_{14}$ (bisher $^5/_{12}$) zur Förderung der eubautätigkeit zu verwenden; $^2/_{14}$ (bisher $^2/_{12}$) bleiben den Gemein-en (Gemeindeverbänden) und $^5/_{14}$ (bisher $^5/_{12}$) den Ländern. Der zur örderung der Neubautätigkeit bestimmte Teil von $^7/_{14}$ der Haus-ssteuer fällt zu $^3/_{14}$ dem Staate, zu $^4/_{14}$ nach Maßgabe des örtlichen ıfkommens den Stadt- und Landkreisen zu. Das Verhältnis der eilung ist also 3 : 4 (bisher 1 : 4).

Förderung des Kleinbahnbaues. Nach einer Mitteilung des Amtl. euß. Pressedienstes legte das Preuß. Staatsministerium dem Staatsrat ır weiteren Förderung des Kleinbahnbaues einen Gesetzentwurf vor, r 2 Mill. Mark für diesen Zweck bereitstellen soll. Die Begründung ırt aus, daß es ohne staatliche Beihilfe unmöglich ist, die dringend twendigen Kleinbahnen zu bauen. Es seien bisher Staatsbeihilfen Höhe von 4 Mill. Mark verlangt bzw. angemeldet.

Der Entwurf eines 2. Gesetzes über Änderungen in der Unfall- rsicherung ist dem Reichstag zugegangen. Ab 1. April 1925 sollen e Renten auf Reichsmark umgestellt und wieder nach dem tat-chlichen Jahresarbeitsverdienst bemessen werden. Die Unfallver-itung wird ausgebaut. Auf die Sachleistungen, die grundsätzlich ır der Geldersatzpflicht stehen, wird besonders Gewicht gelegt.

Für Schwerverletzte (über 50 vH erwerbsunfähig) muß eine Be-fsfürsorge eingerichtet werden, berufliche Ausbildung zur Wieder-winnung der Erwerbsfähigkeit und Vermittlung von Arbeitsgelegen-it. Die Renten unter 20 vH der vollen Renten, die mehr als den itten Teil der Verletztenrenten darstellen, sollen künftig wegfallen, ıs eine erhebliche Ersparnis an Entschädigungslast und Verwaltungs-beit bedeutet. Gleichwohl ergibt sich bei den gewerblichen Berufs-nossenschaften aus den neuen Bestimmungen eine Mehrbelastung n 7,5 Millionen Mark für Rentenleistungen. Die Versicherung soll ch auf den Jahresarbeitsverdienst bis zu einem Höchstbetrage er-recken, den der Reichsarbeitsminister mit Zustimmung des Reichs-tes festsetzt; die Satzung kann die Versicherung darüber hinaus er-recken. Beamte mit höherem Jahresarbeitsverdienst wären also bis ım Höchstbetrage versichert. Demgegenüber steht die Industrie ıf dem Standpunkt, daß die höher bezahlten Betriebsbeamten wie üher, g a n z f r e i z u s t e l l e n sind, da ihre Einbeziehung eine Überspan-ung des sozialen Schutzgedankens und wegen des Verlustes etwaiger ıherer persönlicher Haftansprüche auch eine Schädigung für die Be-offenen bedeutet.

Der Entwurf sieht schließlich eine Abkürzung der Wartezeit von 3 auf 8 Wochen vor, so daß künftig die Pflichtleistungen der Berufs-nossenschaft mit Beginn der 9. Woche nach dem Unfall einsetzen llen. Dadurch würde die Zahl der Fälle, welche in der Unfallver-cherung entschädigungspflichtig werden, bedeutend vergrößert, was ne erhebliche Mehrbelastung der Wirtschaft zur Folge hätte. Der ntwurf ist vom Reichsrat bereits angenommen. BTWV.

Rechtsprechung.

(Bearbeitet vom BTWV.)

G. I, II . . , Bd. = Reichsgericht I. Zivilsenat, II. Zivilsenat . . . Amtl. Sammlung der R.-G.-Entscheidungen in Zivilsachen.
W. = Juristische Wochenschrift.
JZ. = Deutsche Juristen-Zeitung.

1. H a n d e l s b r a u c h. Die Beklagte (eine Bank) beruft sich auf nen Handelsbrauch jener Zeit, einkassierte Scheck- oder Wechsel-eträge, die in fremder Währung gezahlt waren, dem Auftraggeber im weifel in Mark zu vergüten. Von einem solchen Handelsbrauch kann er nicht die Rede sein. Sicherlich ging das Bestreben der Banken ıhin, derartiges durchzusetzen und es wird auch nicht zu leugnen in, daß sie nach den Umständen manchem Kunden gegenüber damit rfolg gehabt haben. Aber um einen Handelsbrauch oder auch nur ne Handelssitte annehmen zu können, dazu fehlen zwei Voraus-tzungen: einmal die durchgehende Zustimmung und rechtliche Über-ugung von Handel und Gewerbe und zweitens der zur Bildung eines andelsbrauchs erforderliche Zeitraum. Es ist aber nicht dargelegt, aß die Kunden sich in solchem Umfange gefügt haben, um eine andelsübung feststellen zu können (RG. I. vom 10. Januar 1925).

2. V o r b e h a l t b e h ö r d l i c h e r G e n e h m i g u n g b e i m W e r k-e r t r a g. In einem Vertrage über die Ausführung von Erd- und flasterarbeiten behielt die vergebende Behörde ohne gesetzlichen wang die Genehmigung des Landrats vor. Der Landrat genehmigte nter dem Vorbehalt, daß der Unternehmer ein Kündigungsrecht mit weiwöchentlicher Frist einräumt. Der Unternehmer erlangte hiervon eine Kenntnis. Aus Anlaß von Streitigkeiten verweigerte er im Früh-hr 1920 die Erfüllung und erklärte im weiteren Verlauf den Rücktritt om Vertrage. Erst jetzt genehmigte der Landrat ohne Vorbehalt. ie Erfüllungsklage der Gemeinde blieb ohne Erfolg. Der Unter-ehmer hat sich der Verfügung des Landrats nicht unterworfen, da er e nicht kannte. Späterhin hat der Unternehmer das vom Landrat erlangte Kündigungsrecht ausdrücklich abgelehnt. Für eine ander-weitige Entschließung des Landrats war nunmehr kein Raum mehr. Die durch den Schwebezustand bewirkte einstweilige Gebundenheit der Parteien darf nur auf so lange Zeit erstreckt werden, als für die Einholung der Entschließung des Zustimmungsberechtigten erforder-lich ist (RG. VII vom 16. Mai 1924. — DJZ. 1925, S. 510).

3. D i e R e i c h s b a h n i s t n i c h t v o n g e r i c h t l i c h e n K o s t e n b e f r e i t. Sie ist keine Reichsfiskalstelle mehr, wird auch nicht für Rechnung des Reiches verwaltet, sondern ist eine Aktiengesellschaft, die den Betrieb der ihr nur anvertrauten Reichsbahn kraft eigenen Rechtes und für eigene Rechnung führt. Die Vermögensrechte ding-licher und schuldhafter Natur, auch die mit dem Betrieb zusammen-hängenden Rechte öffentlich-rechtlichen Charakters sind auf sie über-gegangen (§ 43, § 16 und 17 Reichsbahngesetz). Das Recht der Ge-bührenfreiheit ist aber nicht mit den Eisenbahnen als solche verbundenn, hat auch mit der Staatsgewalt nichts zu tun, sondern ist ein dem Reich als Vermögensträger zustehendes Fiskalrecht. Dieses ist nicht auf die Reichsbahn übergegangen (RG. VI, Beschluß vom 14. No-vember 1924). Ähnlich Oberlandesgericht D a r m s t a d t vom 14. Juli 1924. — DJZ. 1925, Heft 1, S. 110.

4. **Aufwertung.** (A b g e s e h e n von den in der 3. StNVO. geregelten Fällen.) Zusammenstellung der Rechtsprechung.

a) Bei g e g e n s e i t i g e n V e r t r ä g e n, insbesondere K a u f-, W e r k- und W e r k l i e f e r u n g s v e r t r ä g e n, ist davon auszugehen, daß die Parteien ein r e d l i c h e s U m s a t z g e s c h ä f t schließen wollten, und daß die Gegenleistung einen entsprechenden Gegenwert für die Leistung gewähren soll. Tritt nun durch ungewöhnliche Ereignisse ein Umsturz in den wirtschaftlichen Verhältnissen ein, der die Beschaf-fung der Leistung weit schwieriger und kostspieliger macht, oder die Gegenleistung infolge einer Verschlechterung der Valuta in starkem Maße entwertet, so ist die Geschäftsgrundlage weggefallen, auf der die Parteien ihre Vereinbarungen getroffen haben, und es kann dem Schuldner nicht zugemutet werden, seine Leistung noch unter völlig veränderten Verhältnissen zu gewähren. Der Gläubiger, der bei solcher Sachlage noch auf Erfüllung gegen die ursprünglich vereinbarte Gegen-leistung besteht, würde wider Treu und Glauben handeln (§ 242 BGB.). Deshalb kann sich der Schuldner in solchen Fällen von dem Vertrage lossagen, sofern nicht der Gegner sich auf Verlangen des Schuldners zu einer entsprechenden Aufwertung (Umrechnung) seiner Gegen-leistung versteht. RG.-Entscheidung vom 6. Januar 1923, Bd. 106, S. 132. Ebenso zahlreiche andere Reichsgerichtsentscheidungen.

b) Ein gleiches Recht hat der Sachschuldner bei V e r t r a g s a n-g e b o t e n m i t l a n g e r B i n d u n g. Das Angebot bleibt zwar wirksam, aber der Schuldner hat das Rücktrittsrecht, wenn die Aufwertung ab-gelehnt wird. Wann die Geldentwertung den Grad erreicht, daß Nichtzumutbarkeit der Leistung eintritt, ist Frage des einzelnen Falles. Zu vergleichen ist der Geldstand am Tage des Vertragsschlusses (bzw. des Angebotes) mit dem Geldstand zur Zeit der letzten Prozeß-verhandlung (bzw. zur Zeit der Bezahlung). (RG. VI vom 29. Oktober 1923, Bd. 107, S. 124.)

c) Bei einem W e r k l i e f e r u n g s v e r t r a g auf Herstellung von Möbeln kann sich der Besteller auch nicht darauf berufen, daß der Unternehmer das Holz bereits liegen gehabt habe, so daß eine Mehr-ausgabe nicht entstanden wäre. Es konnte dem Unternehmer nicht zugemutet werden, das offenbar für vollwertiges oder nahezu voll-wertiges Geld angeschaffte Holz ohne weiteres zum Nutzen des Klägers zu verwenden, damit dieser, der ihm keine Anzahlung geleistet hat, es später mit entwertetem Gelde bezahle. (RG. VI vom 5. 7. 1923, Bd. 107, S. 126.)

d) Bei einem S p e k u l a t i o n s g e s c h ä f t nimmt der Sachschuld-ner das Risiko der Entwertung in der Hoffnung auf sich, daß zu seinen Gunsten auch das Gegenteil eintreten könne. Die Äquivalenz von Leistung und Gegenleistung bildet hier n i c h t die Geschäftsgrundlage, beim Spekulationsgeschäft kann sich also der Schuldner nicht auf die Geldentwertung berufen. (RG. VI vom 12. November 1923, Bd. 107, S. 156.) Es ist Auslegungsfrage, ob der Schuldner dieses Risiko auf sich genommen hat.

e) Es kommen nur s o l c h e E r s c h ü t t e r u n g e n d e r W ä h r u n g in Frage, mit denen bei sorgfältiger Erwägung aller Verhältnisse und Leistungen nicht gerechnet werden konnte. (RG. I vom 17. Sep-tember 1924, Bd. 108, S. 379.)

f) L i e f e r u n g s v e r z u g des Sachschuldners nimmt ihm nicht das Recht, die Aufwertung zu verlangen. Der andere Teil soll durch den Verzug zwar keinen Schaden erleiden (§ 285 ff. BGB.), aber auch nicht durch ihn bereichert werden. Als V e r z u g s s c h a d e n ist es nicht anzusehen, wenn die andere Vertragspartei an Entgelt ziffernmäßig mehr Papiermark auslegen muß, als sie im Falle rechtzeitiger Lieferung bei besserem Geldstande hätte aufwenden müssen. (Zahlreiche neuere Entscheidungen des RG., z. B.: RG.-Entsch. III vom 21. 10. 1924, Bd. 109, S. 170.)

g) Die fortschreitende Entwertung der Papiermark, nicht die Wertsteigerung der Kaufsache, ist der Grund für die Aufwertung des Kaufpreises. Wo der Kaufpreis eines Grundstückes teils in bar, teils in Übernahme von Hypotheken zu zahlen ist, beschränkt sich die Aufwertung nur auf den bar zu zahlenden Teil des Kaufpreises. (RG. V vom 17. November 1923, Bd. 107, S. 183.)

h) Auch bei Ausübung des Vorkaufsrechts ist der Kaufpreis aufzuwerten, ebenso beim Wiederkaufsrecht (RG.V vom 1. Oktober 1924, RG.V vom 12. November 1924). Beim Vorkauf ist für Beurteilung der Geldentwertung grundsätzlich vom Tage des Vertragsabschlusses mit dem Dritten auszugehen (ebenda).

i) Bei Bereicherungsansprüchen (§ 812ff. BGB.) ist die Aufwertung nicht ausgeschlossen. Die Rückforderungsmöglichkeit ist in dem Umfange gegeben, in welchem ein Betrag, der so verwendet oder angelegt ist, wie dies in kaufmännischen Geschäften zu geschehen pflegt, sich rein durch die Geldentwertung dem nominalen Papiermarkbetrag nach vergrößert hat. Es wurde aber nur eine teilweise Aufwertung als zulässig erachtet, weil das Kapital durch reguläre Geschäftsverwendung nicht in demjenigen Wert erhalten werden konnte, den es gemessen an einem ständigen Wertmesser im Jahre 1920 hatte. (RG.I vom 12. März 1924, Entsch. Bd. 108, S. 120.)

k) Die Wechselschuld als solche wird ziffernmäßig nicht aufgewertet. Es muß auf die zugrundeliegende Schuld zurückgegangen werden. Die Aufwertung richtet sich nach dem Tage der Hingabe des Wechsels, wenn der Gläubiger nicht die Diskontierung verzögert hat. Bei gesunkenem Geldwert braucht der Gläubiger die vorzeitige Einlösung des Wechsels zur Papiermarksumme nicht anzunehmen. (RG.II vom 1. Juli 1924, JW. 25, S. 50 und RG.II vom 13. November 1924, JW. 25, S. 466.)

l) Eine in Papiermarkgeld gegebene Sicherheit muß von dem Empfänger in Zeiten zunehmender Geldentwertung, gegebenenfalls nach Verständigung mit dem Schuldner, der Entwertung möglichst entzogen werden. Eine Sicherheit war durch Scheck über 100000 M. gegeben. Der Kläger hatte die 100000 M. eingezogen und in einem Umschlag mit der Aufschrift: „Depot Singer 100000 M." in besondere Verwahrung genommen. Der Beklagte kann den Kläger schadensersatzpflichtig machen, weil dieser es unterlassen hat, die zur Sicherheit gegebenen 100000 M. soweit möglich der Geldentwertung zu entziehen. Mindestens hätte Kl. sich mit dem Beklagten in Verbindung setzen und sich wegen der Anlage der 100000 M. verständigen müssen. (RG.II vom 14. November 1924, JW. 25, 228.)

Bemerkung. Dieser Gesichtspunkt trifft u. E. auch für Kautionen in behördlichen Bauverträgen zu. Die Behörden waren in der Lage, das Geld nutzbringend zu verwerten. Sie hätten entweder die Kautionen zurückgeben können (vgl. Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 23. Dezember 1922) oder mindestens den Unternehmer auf die Entwertung aufmerksam machen und mit ihm das Weitere vereinbaren können.

m) Einem Vollstreckungsgläubiger war es gestattet, die Sicherheitsleistung zwecks Urteilsvollstreckung (§ 788 ZPO.) in „Mark oder in holländischen Gulden" zu hinterlegen. Er hinterlegte in Mark und verlangte späterhin Aufwertung. Die Aufwertung wurde als unzulässig erklärt, weil er holländische Währung hinterlegen konnte und damit jede Entwertung vermieden hätte. (RG.I vom 26. November 1924, DJZ. 25, 432.)

n) Auch eine Vertragsstrafe ist aufzuwerten. (RG.VI vom 14. November 1924, JW. 25, 226.)

o) Gebühren- und Auslagenforderungen der Rechtsanwälte, die in Papiermark entstanden sind, können von der Fälligkeit ab aufgewertet werden, ohne daß Verzug oder auch nur eine Rechnungsstellung vorliegt. (RG.III vom 30. Januar 1925, JW. 25, 602.)

p) Auch ein dinglich eingetragener Altenteil ist aufzuwerten (RG.IV vom 3. März 1924, Bd. 108, S. 292 und RG.V vom 8. Okt. 1924). Dagegen keine Aufwertung bei einem Unterhaltsabfindungsvertrag, bei welchem alle Unterhaltungsverpflichtungen endgültig abgelöst und die einzelnen Unterhaltsleistungen durch eine einmalige Kapitalzahlung ersetzt werden. Mit dieser Zahlung ist das Schuldverhältnis erloschen. (RG.IV vom 16. Juni 1924, JW. 1925, 350.)

q) Aufwertung trotz festen Preises. Im Februar 1922 kaufte Kläger von der Beklagten eine Maschine zum festen Preis mit Lieferzeit von 5 Monaten und dem ausdrücklichen Bemerken, daß Kläger eine weitere Preisberechnung unter keinen Umständen anerkennen werde. Der Beklagte bestätigte den Preis als fest, empfing auch ein Drittel des Preises als Anzahlung. Im August erbat Beklagter mehrfach Preiszuschläge. Kläger lehnte wiederholt ab. September 1922 erklärte der Beklagte, daß er die Lieferung zum Vertragspreise nicht ausführen könne, und zahlte die Anzahlung zurück. Das Reichsgericht entschied, Beklagter sei zum Aufwertungsverlangen berechtigt gewesen, unabhängig davon ob ein fester Preis vereinbart war. Zwischen Vertragsschluß und Rücktrittserklärung sei der Goldmarkkurs auf rund das Sechsfache gestiegen. Die Lieferung war dem Beklagten nicht mehr zuzumuten. Er habe die Gefahr des völlig unvorhersehbaren Verfalls der deutschen Währung nicht allein auf sich genommen. Er sei deshalb bei der wiederholten Aufwertungsverweigerung des Klägers zum Rücktritt berechtigt gewesen. (RG.II vom 2. Oktober 1924, DJZ. 25, 256, vgl. auch RG.II vom 8. Juli 1924, JW. 1925, S. 232.)

r) Die Befugnis des Gläubigers zur Aufwertung stützt sich in erster Linie darauf, daß das Ansinnen des Schuldners, ihn mit dem Nennbetrag der Forderung in entwertetem Gelde zu befriedigen, wider Treu und Glauben verstößt. Es ist also nicht Voraussetzun der Aufwertung, daß die Parteien an die Möglichkeit einer Au wertung be, Vertragsschluß gedacht haben, und auch ihre Vorstellung von der Höhe des etwaigen Aufwertungsbetrages sind belanglos. N wenn der ausdrücklich oder stillschweigend erklärte Vertragswi den Ausschluß der Aufwertung ergibt, entfällt die Möglichkeit d Aufwertung. (RG.VI vom 14. November 1924, JW. 1925, S. 22

s) Beim gegenseitigen Vertrage gelten vor der Erfüllung d Leistungsschuldners die Entscheidungen unter a). Hat beim geg seitigen Vertrage der Sachleistungsschuldner erfüllt, so kann er n mehr auf Grund des § 242 BGB. verlangen, daß die Geldleistung au gewertet wird. Ist der Schuldner der Geldleistung im Verzuge, so l stimmen sich die Rechte ihm gegenüber aus den Gesichtspunkt des Verzugsschadens (§ 286 BGB.).

t) Ist der Vertragspreis im voraus bezahlt, so ist d Leistungsschuldner nicht berechtigt, wegen der seit dieser Zahlun eingetretenen Geldentwertung Ansprüche zu erheben, auch da nicht, wenn es ihm nicht gelungen ist, den vereinbarten Geldbetr vor dem Währungsverfall zu schützen. Ist dagegen nur eine te weise Vorauszahlung erfolgt, so kann Aufwertung des Re betrages verlangt werden. Ist schon vor der Vorauszahlung (A zahlung) eine Entwertung eingetreten, ist also die Zahlung bere in entwertetem Gelde geleistet, so wird sie nur zu ihrem Werte z Zeit der Zahlung in Anrechnung gebracht. (Zahlreiche Entscheidung z. B. RG.VII, 20. Juni 1924, JW. 25, S. 137, RG., 5. Juli 19 Bd. 107, S. 106.)

u) Rechtskraft eines in der Inflation ergangene die Aufwertung nicht berücksichtigenden Urteils? I Frage ist streitig. Das Reichsgericht sagt: Für die Beurteilung v Inhalt und Tragweite eines Urteilsanspruches ist die Zeit der l lassung des Urteils maßgebend. Die damals zugesprochenen 60000 stellten einen Wert von 918 Goldmark, d. h. den siebenten Teil Wertes zur Zeit der Fälligkeit der Forderung dar. Der Beklagte also nur zur Zahlung dieses Teiles der eingeklagten Forderung v urteilt worden. Wie die Parteien und das Gericht damals die Rech lage beurteilt haben, spielt keine Rolle. Es kommt nur auf die jektive Sachlage an.

Die Forderung des Klägers, ihm zu gewähren, was ihm der V prozeß nicht gewährt hat, ist nichts anderes als das Begehren Restbetrages dieser Forderung. Sie ist eine Nachforderung aus d gleichen Geschäfte und aus dem gleichen Grunde. Handelt es s nur um die Befriedigung einer Restforderung und nicht um Schade ersatzklage wegen Verzögerung der Zahlung, so hat das Urteil Vorprozesses nur hinsichtlich des zuerkannten Teilbetrages Rech kraft geschaffen. Im neuen Rechtsstreit sind Grund und Betr von neuem zu prüfen, so wie sie vom Beklagten in Frage gezog werden .... Daraus allein, daß der Kläger im Vorprozeß wed seinen Anspruch wegen der Geldentwertung erweitert noch sein Aufwertungsanspruch aufrechterhalten hat, ist auf einen Verzic des Klägers auf die Nachforderung nicht zu schließen. Im Einz falle ist es aber möglich, daß ein solcher Verzicht anzunehmen i (RG.II vom 23. Dezember 1924, DJZ. 1925, 342.)

v) Die Quittung ist Beweismittel für den Empfang der ihr bezeichneten Leistung. Die Bedeutung eines Verzichtes auf weit gehende Ansprüche kommt ihr im Zweifel nicht zu. Der Empfän hat es daher auch nicht nötig, zur Wahrung seines Aufwertun rechtes einen Vorbehalt in die Quittung aufzunehmen. Es ka allerdings im Einzelfalle aus dem Fehlen des Vorbehaltes nach d begleitenden Umständen ein Verzicht auf weitergehende Ansprüc gefolgert werden. (RG.I vom 3. Dezember 1924, JW. 25, 600.)

(Über die Rechtsprechung zur Höhe der Aufwertu berichten wir in der nächsten Nummer.)

Rückstellung in der Steuerbilanz. Eine Firma hatte in Steuerbilanz zum 31. Dezember 1922 eine Rückstellung die auf Grund des Gewinnes des Jahres 1922 zu berechner Gewerbesteuer des Jahres 1923 eingestellt. Der Reich finanzhof erklärt dies als unzulässig. Die Gewerbesteu schuld des Jahres 1923 entstehe nach Lage der Bestimmungen frü stens am 31. 3. 23, sie könne daher nicht beim Gewinn des Jah 1922 berücksichtigt werden, trotzdem sie nach diesem Gewinn 1 bemessen wird. Zwar gehört im allgemeinen die Gewerbesteuer den Werbungskosten und ist bei Ermittlung des Geschäftsgewin als Betriebsausgabe zu behandeln. Rückständige Gewerbesteu sind als Schulden in die Bilanz einzusetzen, wobei es nicht darauf kommt, ob die Gewerbesteuer fällig ist, sondern nur darauf, daß Steuerschuld nach den Bestimmungen am Bilanzstichtage ber entstanden ist. Es genügt also nicht, daß die Entstehung der werbesteuerschuld am Bilanzstichtage mit Sicherheit zu erwarten Eine Berücksichtigung in Zukunft zu erwartender Verbindli keiten ist zwar nicht unbedingt ausgeschlossen, sie läßt sich a höchstens unter der Annahme rechtfertigen, daß durch die Wa scheinlichkeit des späteren Entstehens der Verbindlichkeiten Gesamtwert des Geschäfts am Bilanzstichtage so vermindert w daß er die in der Bilanz ausgewiesene Summe der Werte der Akt abzüglich der Passiva nicht mehr erreicht. Ein solcher Einfluß ka einer von dem Betriebe des Geschäfts in einem späteren Jahre hängigen Steuer nicht eingeräumt werden.

Arbeitsrecht. Die Verweigerung von Überstunden trotz Vorliegens nes Notstandes berechtigt zur fristlosen Entlassung gemäß § 123 ffer 3 GO. (Urteil d. Gewerbegerichts Barmen vom 29. 1. 25). — achmittags, zur Zeit des Schichtwechsels, platzte die Hauptluftdruckitung, und der ganze maschinelle Betrieb der Beklagten kam zum tehen. Der Kläger, der seine Schicht beendet hatte, befand sich 1 Umkleideraum und verhielt sich wiederholten Aufforderungen m Dableiben und zur Vornahme der Reparatur gegenüber abhnend. Darauf wurde er vom Meister fristlos entlassen. Das Gericht ommt zu der Überzeugung, daß der Kläger die ihm durch den Arbeitsrtrag obliegenden Pflichten aufs gröblichste verletzt hat und daß sich im Sinne des § 123 Nr. 3 GO. beharrlich geweigert hat, die m aus dem Arbeitsvertrag obliegenden Verpflichtungen zu erfüllen. s wies deshalb den Einspruch des Klägers nach § 84 BRG. gegen ine Entlassung ab. BTWV.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband f. Deutschland E. V. und Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V.)

Wir haben den Tod des stellvertretenden Vorsitzenden unserer ruppe Bremen-Unterweser-Ems, Herrn Köhncke, Bremen, zu beagen. Herr Köhncke, der ein Alter von 65 Jahren erreichte, erfreute ch innerhalb wie außerhalb des Verbandes als maßvoller, kollegialer harakter und geschäftserfahrener, umsichtiger Unternehmer allgeeiner Wertschätzung. 1914 stellte er sich als Hauptmann der andwehr. In Frankreich wurde er zum Major befördert und mit m E. K. I. und II. Kl. ausgezeichnet. Die Firma Köhncke u. Co. ündete er im Jahre 1902.

Die diesjährige 15. ordentliche Hauptversammlung des Betonnd Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. und die ordentliche Hauptversammlung des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsrbandes E. V. findet voraussichtlich am 15. und 16. Mai in Hannover att. Eine Vorstandssitzung des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes und eine Hauptausschußsitzung des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes werden am 14. Mai dieser Tagung voraufgehen.

Die Vertragsparteien der Reichstarifverträge für Poliere und für Schachtmeister haben am 18. März 1925 eine Vereinbarung über die Auslegung verschiedener strittiger Tarifbestimmungen getroffen. Wir haben diese Vereinbarung drucken lassen und sie den Mitgliedern mit Rundschreiben A Nr. 14 vom 2. April 1925 übersandt.

Der Deutsche Versicherungs-Schutzverband E. V., Berlin W 30, Motzstraße 62, dessen Mitglied wir sind, bittet uns, unsere Mitglieder auf die Möglichkeit hinzuweisen, in allen Versicherungsangelegenheiten Beratung und Unterstützung bei ihm zu finden. Wir empfehlen die Einzelmitgliedschaft. Unsere Mitglieder erhalten einen Nachlaß von 20 vH auf die satzungsmäßigen Mitgliederbeiträge.

Der Beton- und Tiefbauwirtschaftsverband ist bereit, den Mitgliedern auf Anfrage den vollständigen Wortlaut der im „Bauingenieur" erwähnten Gesetze, Verordnungen, Erlasse, Entscheidungen usw. mitzuteilen.

Durch die Presse geht die Besprechung eines Spruches des Gewerbegerichts zu Mannheim vom 8. August 1924 unter dem Titel: „Ein verwunderliches Gewerbegerichtsurteil". Wir können die Schlußfolgerungen dieses Artikels nicht teilen. Die Aufwertung von Kautionen fällt nicht unter die Regeln der 3. Steuernotverordnung. Wir verweisen in dieser Hinsicht auf das vorstehend unter „Rechtsprechung" Ziffer 4 l wiedergegebene Reichsgerichtsurteil vom 14. November 1924. Über die Höhe der Aufwertung berichten wir in der folgenden Nummer.

Der Vorstand der Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der deutschen Industrie hat in seiner Sitzung am 19. März 1925 folgenden Beschluß gefaßt:

„Die der Fachgruppe Bauindustrie angeschlossenen Verbände halten die vielen gleichartigen Ausstellungen über das Bauwesen, wie sie im Jahre 1925 beabsichtigt sind, für eine Überspannung des Ausstellungsgedankens. In den kommenden Jahren soll rechtzeitig darauf hingewirkt werden, daß überflüssige Baumessen, soweit möglich, verhindert werden."

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 29. Jan. 1925.

l. 5 c, Gr. 4. N 21 596. Hans Neubauer, Kamenné-Zehrevice b. Kladno, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Stern, Pat.-Anw., Essen a. d. Ruhr. Schachtausbau. 7. XI. 22. Tschechoslowakische Republik 3. XII. 21.

l. 20 g, Gr. 1. G 62 514. Grolmann & Cie., Horst-Emscher. Vorrichtung zur Herstellung von Wendeplätzen zur Verbindung mehrerer Gleisstränge. 23. X. 24.

l. 20 i, Gr. 3. L 60 703. Heinrich Lühken, Braunschweig, Hagenstr. 12. Drahtzug zum gleichzeitigen Stellen mehrerer Signale. 10. VII. 24.

l. 37 b, Gr. 5. J 24 433. Dr.-Ing. Alfred Jackson, Stuttgart, Rosenbergstr. 69. Holzverbindungsdübel. 14. II. 24.

l. 37 b, Gr. 5. H 95 993. Gebr. Himmelsbach Akt.-Ges., Freiburg, Baden. Verbindungslasche für hölzerne Maste. 6. II. 24.

l. 37 e, Gr. 13. W 61 791. Carl Weber, Berlin-Friedenau, Niedstr. 29. Gerät zum Einpressen von Abdichtungsmassen in Hohlräume durch ein Druckmittel. 4. III. 22.

l. 65 a, Gr. 53. S 66 036. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H. in Siemensstadt b. Berlin. Schutzeinrichtung für Kanalsohlen. 17. V. 24.

l. 81 e, Gr. 32. M 86 654. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Abraumförderer. 9. X. 24.

l. 84 c, Gr. 3. G 59 769. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim. Verfahren und Vorrichtung zum Gründen von Bauwerken durch Senkbrunnen. 20. VIII. 23.

l. 85 c, Gr. 4. C 32 483. Chemotechnische Gesellschaft m. b. H., Berlin-Halensee. Verfahren zur Reinigung von Abwässern. 14. VIII. 22.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 5. Febr. 1925.

l. 5 c, Gr. 4. G 60 669. Goswin & Co. Komm.-Ges., Haspe i. Westf., u. Peter Thielmann, Silschede i. Westf. Grubenstempel (Pat.-Anm. T 25 405); Zus. z. Anm. T 25 405. 11. II. 24.

l. 19 a, Gr. 28. F 54 081. Ferrodesherbeuse Scheuchzer Société Anonyme, Renens, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Durch Druckluft bewegte Bremseinrichtung für die Winde von Jätmaschinen für Eisenbahnbettungskörper. 24. V. 23.

l. 19 a, Gr. 28. K 89 909. Dr.-Ing. Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Zwängrolle für Gleisrückmaschinen. 12. VI. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. R 60 173. Max Rüping, München, Bayerstr. 47. Zum Einschlagen schwachwandiger Dübel dienender Aufsetzer mit in die Dübelbohrung einsteckbarem Dorn. 25. I. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. R 60 195. Robel & Co., München. Ablesevorrichtung für dreispindelige Schwellenbohrmaschinen. 28. I. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. Sch 70 392. Hermann Schultz, Berlin-Lankwitz, Humperdinckstr. 13 a. Vorrichtung zum Zusammenpressen von Schienen u. dgl. 1. V. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. T 29 257. Berthold Thiele, Mörs-Meerbeck, u. Wilhelm Morhenn, Lintfort, Kr. Mörs. Verfahren und Vorrichtung zur Wiederherstellung abgenutzter Schienen-Unterlegplatten. 8. IX. 24.

Kl. 20 i, Gr. 4. B 113 736. Ernst Bockstedte, Heidelberg. Flügelschiene für Herzstücke von Eisenbahnweichen. 14. IV. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. H 96 377. Carl Heinrich, Erdmannrode, Post Oberhaun, Kr. Hünfeld. Anhaltevorrichtung für Lokomotiven. 3. III. 24.

Kl. 37 f, Gr. 5. B 110 263. Dipl.-Ing. L. Balaban, Berlin-Friedenau, Niedstr. 22. Ringförmige oder mehreckige Umfassungswände für freistehende Bauwerke, wie Kühltürme oder Schornsteine. 2. VII. 23.

Kl. 38 h, Gr. 2. H 98 690. Fa. J. Himmelsbach, Freiburg i. B. Stockschutzmasse. 27. IX. 24.

Kl. 38 h, Gr. 2. K 83 137. Gustav Kleinebenne, Bochum, Hofsteder Str. 19. Verfahren zur Verhinderung der Fäulnis bei den Holzzimmerungen in Bergwerken. 22. VIII. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 94 250. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Selbsttätig anspringender Heber. 18. VII. 23.

Kl. 84 a, Gr. 4. D 44 043. Inosuke Desaki, Tokyo, Japan; Vertr.: M. Abrahamsohn, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Einrichtung zum Trockenlegen von Seen oder Sümpfen. 27. VII. 23. Japan 28. II. 23.

Kl. 85 c, Gr. 6. I 25 275. Dr.-Ing. Karl Imhoff u. Paul Hilgenstock, Essen, Zweigertstr. 57. Verfahren zum Auswaschen der Kohlensäure aus Faulgasen innerhalb des Schlammfaulraums. 17. X. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 12. Febr. 1925.

Kl. 20 g, Gr. 1. B 117 359. Bamag-Meguin A.-G., Butzbach, Oberh. Kegelwalzenlager für den Königstuhl bei Drehscheiben. 27. XII. 24.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 83 879. Meguin A.-G., Butzbach, Oberh. Laufradlagerung bei Drehscheiben und Schiebebühnen; Zus. z. Pat. 404 413. 30. VI. 23.

Kl. 20 i, Gr. 33. K 90 514. Paul Kopf, Erfurt, Trommsdorfstr. 2. Einrichtung zur selbständigen Bremsung eines Zuges beim Überfahren eines Haltesignals. 7. VIII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. P 48 937. Georg Pfannenschmidt, Forst, Lausitz. Gleissperrvorrichtung. 9. X. 24.

Kl. 35 a, Gr. 9. Sch 71 270. Friedrich Schüring, Sterkrade-Nord, Rhld. Gleisabsperrvorrichtung für Grubenbetrieb. 15. VIII. 24.

Kl. 37 a, Gr. 4. K 88 177. Arno Keller, Leipzig-Möckern, Sohrstr. 5. Hohlmauer aus winkelförmigen Steinen. 21. I. 24.

Kl. 42 a, Gr. 17. L 56 278. Francesco Lucchetti, Genua, Italien; Vertr.: Paul Brögelmann, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Verfahren zur Herstellung einer perspektivischen Zeichnung aus Parallelprojektionen. 22. VIII. 22.

Kl. 80 b, Gr. 25. C 33 967. Cornelis Johannes Cruijff, Ede, Holl.; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Tenenbaum u. Dipl.-Ing. Dr. H. Heimann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung oder Wiederherstellung staubfreier Wege. 12. IX. 23. Großbritannien. 10. X. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 29. Jan. 1925.

Kl. 19 c, Gr. 2. 409 555. Milo Vaso Luchich u. Lawrence Osterman, Chicago, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Verankerung von ineinandergreifenden Pflastersteinen. 6. VIII. 22. L 56 201.

Kl. 20 i, Gr. 10. 409 791. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London, Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Durch Druckmittel gesteuerte Vorrichtung zur Überwachung des Eisenbahnverkehrs. 19. VII. 24. W 66 650. V. St. Amerika 24. VIII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 19. 409 792. Jules Wahl, Basel; Vertr.: G. Hirschfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Einrichtung zur selbsttätigen Bedienung einer Eisenbahnschranke durch den fahrenden Zug. 24. V. 24. W 66 239.

Kl. 35 a, Gr. 4. 409 650. Walter Schindler, Bern; Vertr.: Dr. Haußknecht u. Dipl.-Ing. Morin, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Turmkran; Zus. z. Pat. 388 823. 21. XI. 23. Sch 69 001. Belgien 15. XI. 23.

Kl. 37 f, Gr. 3. 409 733. Maschinenfabrik Ausgburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Verfahren zum Aufbauen von wasserlosen Gasbehältern. 18. VII. 23. M 82 064.

Kl. 37 f, Gr. 7. 409 769. Wilhelm Spieth, Zweibrücken, Pfalz. Hochofengerüst. 21. VIII. 21. S 57 319.

Kl. 80 b, Gr. 3. 409 665. Badische Anilin- & Soda-Fabrik, Ludwigshafen a. Rh. Verfahren zur Herstellung eines Schmelzzements. 9. IX. 23. B 111 009.

Kl. 80 b, Gr. 17. 409 666. Wilhelm Franke, Leipzig-Reudnitz, Gemeindestr. 32, Peter Arend, Wilhelm Kramer, Leipzig, u. Max Hugo Jungwirth, Altenburg, Thür. Verfahren zur Herstellung wasser- und wetterbeständiger Bauteile, Wandverkleidungen usw. 23. II. 24. F 55 555.

Kl. 81 e, Gr. 24. 409 538. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Lagergebäude mit Ladeeinrichtung für Häfen. 16. XII. 23. P 47 234.

Kl. 81 e, Gr. 31. 409 612. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verfahren zum Abräumen von Deckgebirgen im Tagebau von Braunkohlen o. 20. IV. 24. W 65 999.

Kl. 81 e, Gr. 36. 409 891. Julius Brinkmann, Erkenschwick. mehrere Bunker eingeteilter Kohlenturm. 10. II. 23. 108 370.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 5. Febr. 1925.

Kl. 20 i, Gr. 4. 410 058. Franz Steinberg, Gelsenkirchen, Schwa str. 21. Hochklappbare Weiche für Grubenbetrieb. 23. 24. St 37 901.

Kl. 65 a, Gr. 58. 409 929. Allgemeine Elektricitäts-Gesellsch Berlin. Verfahren zur Kenntlichmachung von Luft- Schiffahrtsstraßen. 3. XI. 22. A 38 750.

Kl. 80 a, Gr. 46. 409 979. Ambi-Arthur Müller Bauten und Indust werke, Berlin. Unterlagsplatte zur Herstellung von Bet steinen. 5. V. 23. A 39 890.

Kl. 80 b, Gr. 1. 409 944. Wilhelm Buchholz, Trier, Hammerstr. Verfahren zur Herstellung und Verarbeitung einer leic Stampfmasse; Zus. z. Pat. 342 593. 11. III. 24. B 113

Kl. 80 b, Gr. 20. 400 233. Rhenania Verein Chemischer Fabr Act.-Ges., Aachen. Verfahren zur Herstellung von kü lichen Baustoffen. 25. I. 24. R 60 157.

Kl. 84 a, Gr. 6. 409 981. Kraftanlagen Akt.-Ges., Mannheim. H zum Ausräumen von Rechen bei Turbinenanlagen, K becken, Fischteichen u. dgl. 30. III. 24. K 89 055.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 12. Febr. 1925.

Kl. 5 b, Gr. 12. 410 355. Oskar Ficus u. Gewerkschaft Einig Hannover. Auffahren von Strecken und Herstellen Schächten in Salz. 5. VI. 23. G 59 255.

Kl. 5 d, Gr. 9. 410 358. Gustav Emde, Herne i. W., Jobstr. Josef Schigiol, Herne-Horsthausen. Vorrichtung zur zwa weisen Ausführung dichten Bergeversatzes im Streb 20. IV. 24. E 30 646.

Kl. 20 i, Gr. 35. 410 551. James Bernard Regan, New York, V. St. Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.- G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Sicherung Züge und andere auf Schienen laufende Fahrzeuge. 19. 24. R 61 834.

Kl. 20 k, Gr. 7. 410 424. Embru-Werke A.-G., Rüti-Zürich, Schw Vertr.: Dipl.-Ing. F. Keunecke, Pat.-Anw., Barmen. fahren zur Herstellung von Schienenstoßverbindern elektrische Bahnen; Zus. z. Pat. 405 913. 7. III. 24 30 432.

Kl. 37 b, Gr. 2. 410 502. Farbwerke vorm. Meister Lucius & Brün Höchst a. M. Zur Ausmauerung kugelförmiger Gew dienende Steinplatte. 29. II. 24. F 55 595.

Kl. 80 b, Gr. 3. 410 536. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zeh dorfer Str. 4a. Verfahren zur Herstellung von Schn zementen. 2. II. 24. K 88 313.

Kl. 80 b, Gr. 5. 410 324. Oskar Nickel, Mülheim, Ruhr, Rath markt 55, u. Reinhold Markwitz, Duisburg, Lothaer Str Verfahren zur Herstellung von Hochofenschlackenzem 26. XI. 21. M 75 871.

Kl. 84 a, Gr. 3. 410 537. Berliner Act.-Ges. für Eisengießere Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Bewegliches G lager für Spurzapfen oder Gelenkbolzen von Schleusent 4. XI. 22. B 106 984.

BUCHBESPRECHUNG.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. Fünfter und sechster Band 1922/23, Hamburg 1924, Boysen und Maasch; in einem Bande gebunden, 353 Seiten, 118 Abb. und 6 Tafeln.

Die Zeit der bei Herausgabe des ersten Jahrbuches immer bedenklicher auftretenden Geldentwertung hat dem Schriftleitungsausschuß besonders Veranlassung gegeben, die letzten beiden Jahrbücher 1922 und 1923 in einem Bande zu vereinigen, um damit die lückenlose Reihenfolge der Jahrbücher sicherzustellen; und es muß ihm und dem Verlage in Ansehung des neuen Bandes in jeder Beziehung hohe Anerkennung zuteil werden. In der bisher gewohnten und stets gewürdigten Form, dem Inhalte und der Ausstattung nach, liegt trotz aller Nöte und Schwierigkeiten der neue Band vor uns.

Er umfaßt die geschäftlichen Mitteilungen, in deren Zusammenhang in ehrender Weise der in den vergangenen Jahren verstorbenen Mitglieder gedacht wird, ferner die auf den Hauptversammlungen in Stettin 1922 und Regensburg 1923 gehaltenen Vorträge, die Beschreibung der bei Gelegenheit der Tagung in Stettin ausgeführten Besichtigungen, die in zahlreichen Abbildungen gute Unterstützung finden; den würdigen Schluß bilden vier bemerkenswerte Beiträge, die teils in näherer, teils in entfernterer Beziehung zu dem Gesamtgebiet des Hafenbaues stehen.

Der erste von Herrn Landrat a. D. Direktor Dr. Tewaag, Stettin, gehaltene Vortrag behandelt das Wirtschaftsgebiet der Ostsee. In großen Umrissen wird die wirtschaftspolitische Entwicklung der Ostseeländer geschildert und die immer mehr an Bedeutung zu mende Rolle hervorgehoben, die die Landschaften an der Ostsee dem Zeitalter der deutschen Städtegründungen spielten. Der Verfa führt uns an den großen wirtschaftlichen und politischen Ereigni der Jahrhunderte vorüber, zeigt ihren deutlichen Einfluß auf Geschichte des deutschen Ostseegebietes, bis er in eingehender Schi rung des großartigen Aufschwunges deutschen Außenhandels mit Ostseeländern in den letzten drei Jahrzehnten vor dem Weltkri Deutschlands wirtschaftlicher Vorherrschaft in der Ostsee zum schluß seiner geschichtlichen Ausführungen gelangt. Im Zusamm hange mit den Erörterungen über die anschließende Zeit wirtsch lichen Rückganges infolge des Machtspruches von Versailles, über kraftvollen Willensäußerungen eines 60-Millionen-Volkes zum er reichen Wiederaufstieg legen zahlenmäßige Unterlagen und bildl Darstellungen beredtes Zeugnis ab für den intensiven Wiederau der Handelsflotte nach dem Weltkriege. Durch verkehrsgeographi Vorzüge, wirtschaftspolitische Umstellungen mancher Art, zuletzt durch den leichter zu ersetzenden geringeren Rauminhalt Schiffe waren diese Bestrebungen für die Handelsflotte der Ostsee gutem Erfolge begleitet. Hervorragenden Anteil an diesen Wieder bauarbeiten hat Stettin, dessen Bedeutung als Seehafen, besonders dessen Beziehungen zu den einzelnen Ostseeländern eine eingehe Würdigung erfahren. Ihr folgt am Ende ein mahnender Aufruf, d Bestrebungen Stettins im Hinblick auf ein freies Deutschland, n

linder zur Erstarkung der Weltwirtschaft nach Kräften zu unterstützen, in deren Mittelpunkt Deutschland trotz des verlorenen Krieges ine gewichtige Rolle spielt.

Ergänzend zu den Ausführungen behandelt Herr Professor Jacoby, Riga, die ehemals russischen Seehäfen im Baltikum. In der Folge werden die geschichtliche Entwicklung der Häfen Libau, Windau, Reval und Riga, deren vorkriegszeitliche Bedeutung als Handels- und Kriegshäfen, ihre Schicksale während des Weltkrieges und nach der russischen Revolution, sowie ihr jetziger Zustand und Wert als Handelshäfen behandelt. Die jetzige Selbständigkeit der ehemals russischen Provinzen hat vier der genannten Häfen ein verändertes Gepräge handelspolitischer Art gegeben, das namentlich in der veränderten Verbindung der einzelnen Plätze mit ihrem neuen Hinterlande seinen Ausdruck gefunden hat.

Im dritten von Herrn Stadtbaurat Fabricius, Stettin, gehaltenen Vortrage werden allgemeine Richtlinien für Bebauungspläne für See- wie Binnenschiffshäfen entworfen. Staatliche Strombauverwaltung, städtische Planungs- und Siedlungsämter, Eisenbahnverwaltung und Industrie stehen hinsichtlich der Entwicklungsfähigkeit des Hafens im Abhängigkeitsverhältnis und haben in gemeinsamer Arbeit die für alle Beteiligten wirtschaftlichste und technisch günstigste Lösung mit kluger Voraussicht auf künftige Verkehrsentwicklung zu ermitteln. Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit wird auf den Unterschied der einzelnen Ausbaukosten für die verschiedenen Bauabschnitte verwiesen, der dort ins Gewicht fällt, wo es sich um Projektvergleiche, Aufschließung neuer Becken usw. handelt; entsprechende Gesichtspunkte gelten für Hafenanschlüsse neuer Anlagen an alte Hafenteile. Rücksicht auf die jeweiligen Bedürfnisse für Handel und Gewerbe, auf ausreichendes Gelände für wachsende Industrieanlagen, einwandfreie Zufahrtswege u. a. m. ist erforderlich. Längere Ausführungen mit erläuternden Skizzen gelten dem Schema für Hafenbahnanlagen und deren Anschluß an die Reichsbahn. Durch Zergliederung und übersichtliche Zentralisation in Bezirks-, Ordnungs- und Haupthafenbahnhöfen wird das Verschiebegeschäft wirtschaftlich und verkehrstechnisch günstig gestaltet.

Der letzte auf der 4. Hauptversammlung von Herrn Magistratsbaurat Waeser gehaltene Vortrag über die technischen Einrichtungen und die wirtschaftliche Stellung der Hafenbahnen befaßt sich in seinem ersten Teile im allgemeinen mit ähnlichen Richtlinien, zieht aber hinsichtlich der Berücksichtigung der jeweiligen örtlichen geographischen und Verkehrsverhältnisse engere Grenzen. Die wirtschaftlichen Gesichtspunkte werden durch wachsende Verkehrsstärken des Hafens, durch die Stabilisierung der Belastungskurve der Bahn, durch günstige Unterhaltung der Gleisanlagen und Betriebsmittel in eigener Regie bestimmt. Die Angliederung eines Industriebezirkes bedeutet eine Entlastung der Hafenbahn von den Baukosten, ohne eine erhebliche Verteuerung des Geländepreises herbeizuführen. Die Frage der Frachtsätze und Abfertigungsgebühren wird zugunsten der Hafenbahn erörtert und am Schluß zu weitgehenden Vergünstigungen geraten, die die Reichsbahn aus volkswirtschaftlichen Gründen der Hafenbahn zuteil werden lassen soll.

Mit den Beschreibungen der von Stettin aus gelegentlich der Hauptversammlung ausgeführten Besichtigungen des Stettiner Hafens, der Wasserstraße von Stettin nach Swinemünde, der Vulkan-Werke, sowie der Papier- und Zellstoffwerke A.-G, Werft Odermünde schließt der erste Band.

Ihm schließen sich in entsprechender Reihenfolge der Bericht über die 5. Hauptversammlung in Regensburg 1923 und die auf ihr gehaltenen Vorträge an, deren Reihe die Herren Staatsrat Dr. v. Graßmann, München, und Ministerialrat Kreuzer, München, mit dem Thema die süddeutschen Wasserstraßen und ihre Hafenanlagen gemeinsam eröffnen. Ersterer entwickelt allgemeine verkehrswirtschaftliche Fragen, die sich auf den Schiffahrtsverkehr auf der Donau, dem Main, sowie besonders auf die Donau-Kanalverbindungen beziehen. Dabei wird auf den inneren Zusammenhang der süd- und norddeutschen Wasserstraßen unter Beachtung großzügiger volkswirtschaftlicher Gesichtspunkte hingewiesen. Herr Ministerialrat Kreuzer berichtet anschließend über bautechnische Einzelheiten der vier Wasserstraßenzüge: Main-Donau-Kanal, Neckar-Kanal, Bodensee-Kanal und Obere Donau. In der Folge werden die bei Festlegung der einzelnen Linienführungen maßgebenden Gesichtspunkte wiedergegeben, und die Hafenanlagen Aschaffenburg, Gemünden, Würzburg, Schweinfurt, Bamberg, Nürnberg, Saal, Regensburg, Deggendorf und Passau allgemein behandelt.

Im folgenden, von Herrn Handelskammersyndikus Dr. Dücker, Hamburg, gehaltenen Vortrag über die Beziehungen Süddeutschlands zu den deutschen Seehäfen wird die Schaffung eines einheitlichen deutschen Binnenwassernetzes entwickelt. Es wird der den Ausbau dieses Netzes begünstigenden wirtschaftlichen Vorbedingungen Erwähnung getan, die der restlichen Verbindung Süddeutschlands auf dem Wasserwege mit den deutschen Seehäfen die Wege ebnen helfen; diese Verbindung führt nicht nur zur stetigen Entwicklung der süddeutschen Industrie, sie fördert in hohem Maße auch die deutsche Schiffahrt im weiteren Sinne und hebt damit den Wohlstand unseres Landes zu alter Größe. Im besonderen wird auf die Überlegenheit der Wasserstraßen über die Eisenbahnen bei dem Transport von Massengütern eingegangen, die an dem Beispiel des intensiven Getreideverkehrs zwischen Süddeutschland und den Häfen Antwerpen und Rotterdam vor dem Kriege nachgewiesen wird. Über die eingehende Behandlung und Aufstellung maßgebender Gesichtspunkte für die Tarifpolitik gelangt Verfasser zum Abschluß seiner Ausführungen, die mit einem Rückblick auf die Geschichte und dabei in dem Hinweis ausklingen, „daß gerade in Zeiten größten wirtschaftlichen Tiefstandes die Besserung aus dieser Lage durch Hebung und Förderung des Verkehrswesens gesucht wird".

An die Vorträge schließen sich die dem Bande beigefügten Beiträge an. Herr Regierungsbaurat Dr.-Ing. Günther, Aschaffenburg, berichtet über die maschinelle Ausrüstung des Neuen Hafens Aschaffenburg, in deren Zusammenhang er eine tabellarische Zusammenstellung der maschinellen Ausrüstungen einflicht. Im besonderen werden die Eisenbahnausrüstung, die Verladebrücken, Krane, Spills, Fördermittel behandelt und zum Schluß eine Verkehrsübersicht wiedergegeben.

Es folgt eine Abhandlung über Selbsttätige Leuchtfeuer von Herrn Klebert, Berlin, die die geschichtliche Entwicklung und die Beschreibung der neuesten Konstruktionen automatischer Leuchtfeuer unter besonderer Berücksichtigung der verschiedenen dabei verwandten Lichtquellen enthält. Der nächste Beitrag des Herrn Magistratsbaurat Dr.-Ing. Henrici, Charlottenburg, über den Einfluß der Bau- und Betriebs- und Personalkosten sparsam hergestellter kleinerer Binnenhäfen auf deren Jahreskosten und Tarife, stellt eine wertvolle wissenschaftliche Arbeit dar, die die Durchführung eines Rentabilitätsnachweises für kleinere Binnenhäfen enthält. Unter Zugrundelegung der Baukosten, sowie der Jahreskosten der einzelnen Bauobjekte bei möglichst sparsamer Ausführung für je 1 km Kailänge werden die Bau- und Jahreskosten der Gesamtanlagen für je 1 km ermittelt, die zur Deckung der verrechneten Jahresausgaben notwendigen Einnahmen, bzw. Tarife aufgestellt und dabei festgestellt, daß ein Ausgleich von Einnahmen und Ausgaben selbst bei kluger Kommunalpolitik für Hafenanlagen in dem behandelten Sinne nicht als Voraussetzung für die Ausführung einer geplanten Hafenanlage angenommen werden darf; zum Schluß wird betont, daß jene Voraussetzung nicht in erster Linie ausschlaggebend sei für die Einrichtung einer Hafenanlage, sondern, daß — abgesehen von der Konkurrenzfähigkeit der Eisenbahn gegenüber — das Gesamtwirtschaftsleben einer Stadt durch die Einrichtung eines Hafens gefördert würde, andrerseits diese dann trotz niedriger Hafentarife ihre Auslagen in Form von Steuern wieder zurückerhalte.

Der Doppelband schließt ab mit einem Beitrag über die Photogrammetrie und ihre optisch-mechanischen Hilfsmittel in besonderer Anwendung auf den Wasserbau von Herrn Dr.-Ing. Schlötzer, München; es werden die Methode und die Anwendung der terrestrischen und der Luftphotogrammetrie behandelt.

G. Ehnert.

Personalien.

Ein Pionier auf dem Gebiete des bergmännischen Schießwesens, Herr Bergassessor Lisse, Berlin (geb. 7. 3. 79), ist von der Technischen Hochschule, Berlin, durch die Verleihung der Würde eines Dr.-Ing. e. h. geehrt worden. Vielen Bergwerksbetrieben ist die Überwindung der Sprengstoffnot des Weltkrieges nur durch die Anwendung des Sprengluftverfahrens möglich geworden. Bis zum Jahre 1915 hatte dieses Verfahren (Linde-Patent von 1897) jedoch nur wissenschaftlichen Wert, während es erst dann durch Lisse so entwickelt wurde, daß sich die deutsche Bergwerksindustrie seiner ohne technische Schwierigkeiten bedienen konnte. Lisse hat die Entwicklung des Sprengluftverfahrens in seinem Werke „Das Sprengluftverfahren" der Allgemeinheit zugänglich gemacht.

Preisausschreiben des V. D. I.

Die Messung mechanischer Schwingungen von Maschinenteilen und Bauwerken ist für die Kenntnis der auftretenden Beanspruchung des Werkstoffes äußerst wichtig. Wegen der Kleinheit der Schwingungsausschläge und der Größe der Schwingungszahlen — etwa 100 Schwingungen in der Sekunde bei Bauwerken und etwa 700 bis 1000 Schwingungen in der Sekunde bei Maschinenteilen — ist die genaue Messung sehr schwierig. Es sind bereits eine große Anzahl Meßgeräte und Meßverfahren vorgeschlagen und verschiedentlich benutzt.

Für die Behandlung der Frage der Schwingungsfestigkeit und die Förderung wissenschaftlicher Forschung auf diesem Gebiete hat der Verein deutscher Ingenieure einen Arbeitsausschuß ins Leben gerufen. Vor Inangriffnahme weiterer Versuchstätigkeit auf dem Gebiete der Schwingungsmessung erscheint es dem Ausschuß dringend notwendig, die vorhandenen Meßverfahren einer eingehenden kritischen Sichtung zu unterziehen.

Der Verein deutscher Ingenieure erläßt daher ein Preisausschreiben für eine „kritische Untersuchung der bekanntgewordenen Verfahren zur Messung mechanischer Schwingungen".

Die ausgesetzten Preise sind:
ein Preis zu . . . . 3000 M.,
zwei weitere Preise zu je . . . . 1000 M.

Einreichungstermin ist der 1. Mai 1926. Als Bewerber sind nur Reichsdeutsche und Deutschösterreicher zugelassen. Nähere Auskunft erteilt die Geschäftsstelle des V. d. I., Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Die Studiengesellschaft für den Automobilstraßenbau in Berlin hat uns eine Anzahl von Druckheften zur Verfügung gestellt, die einen ausführlichen Bericht über die Reise deutscher Straßenbaufachleute nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung enthalten. Das Druckheft, verfaßt von Oberbaurat Hentrich, Beigeordnetem der Stadt Crefeld, enthält 7 Textabbildungen und 2 Tafeln. Es bietet außerordentlich wertvolles Material über die englischen Erfahrungen im Straßenbau. Die Druckhefte können von unseren Mitgliedern zum Preise von je 1 M. durch die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a, bezogen werden.

Ortsgruppe Brandenburg.

Im Rahmen der Vortrags- und Ausspracheabende über das gesamte deutsche Verkehrswesen sprach am 30. März 1925 abends 7½ Uhr im großen Saal des VDI.-Hauses (gegenüber dem Reichstagsgebäude) Herr Professor Mattern über: „Die Wasserstraßen, ihre verkehrs- und kulturwirtschaftlichen Aufgaben und ihre Stellung im deutschen Verkehrswesen". Die eingehenden Ausführungen des Vortragenden, die mit Beifall aufgenommen wurden, sollen hier nur in Kürze und auszugsweise wiedergegeben werden.

Das Wasserstraßennetz als Träger des Binnenwasserstraßenverkehrs wird gebildet durch die natürlichen und kanalisierten Flüsse, zwischen denen die Kanäle Quer- oder Wasserscheidenverbindungen herstellen. Die verkehrsgeographischen Gesichtspunkte ihrer Bedeutung für die Güterverteilung sind: die Einfuhr von See (Seehäfen an ihren Mündungen), von dort ab der Hinterlandverkehr auf meist natürlichen Binnenwasserstraßen, seltener Eisenbahnen, für Rohstoffe, Kolonialprodukte u. a. m. Bei der Ausfuhr spielen die Eisenbahnen als Zubringer der Seehäfen eine größere Rolle für die Fertigfabrikate, früher begünstigt durch die Seehäfen-Ausnahmetarife, die aufgegeben werden mußten infolge Art. 323, Abs. 2 und 345 des Versailler Diktates, jetzt durch die Eisenbahnstaffeltarife. Die Grenze der Transportfähigkeit eines Gutes liegt grundsätzlich dort, wo die Transportkosten gleich dem Verkaufspreise sind. Sie kann zum Beispiel für Kohle bei Wassertransport bis viermal so weit liegen, als bei Eisenbahntransport; hieraus erklärt sich auch, daß die englische Kohle, die auf dem Seeweg gefördert wird, für Italien bis zur Gotthardtbahn der deutschen, meist auf dem Landwege geförderten Kohle die Wage zu halten vermag. Wir erkennen damit die Abhängigkeit der Produktion und der Ansiedlung der landwirtschaftlichen Industrie vom Transport.

Aus der Billigkeit des Wassertransportes ergeben sich die Einflußgebiete von Wasserstraßen theoretisch als Dreiecke, in Wirklichkeit infolge vieler Einwirkungen nicht so einfach und geradlinig. Innerhalb ihres Einflußgebietes haben die Wasserstraßen ein tatsächliches Monopol, da hier die Kosten für den Wasserweg zuzüglich derjenigen für die Eisenbahnanschlußstrecke noch unter dem Aufwand für einen vollständigen Eisenbahntransport bleiben. Die natürlichen verkehrsgeographischen Verhältnisse können durch künstliche Maßnahmen beeinflußt werden, wie durch Tarife und Internationalisierung von Flüssen.

Auf eingehenden Betrachtungen über die verkehrspolitische Bedeutung der deutschen natürlichen Ströme, für die hier der Raum mangelt, baute der Vortragende die Erkenntnis der entsprechenden Hauptgesichtspunkte der Grundsätze für Größe und Richtung künstlicher, neu zu erbauender Wasserstraßen auf. Die Wasserwege — als Querverbindungen der großen Flüsse, als Scheitelverbindungen über trennende Gebirgshöhen, als Seehäfen-Hinterlandkanäle und als eigentliche Produktivkanäle — dienen dem industriellen und landwirtschaftlichen Ausgleich zwischen unseren Hauptproduktivstätten und Bedarfsstätten. Die allgemeinen Richtungslinien des großen Verkehrs für die Planung derartiger künstlicher Wasserwege gibt der Eisenbahnverkehr an, denn er war früher da und schuf zum Teil solche Massenbewegungen. Wenn man sich das immer vergegenwärtigt, würden manche verfehlten Kanalpläne nicht aufgestellt werden. Daneben ist für die Planung und spätere Verwaltung vornehmlich auch die Statistik des Verkehrs und der Frachtersparnis als Hilfswissenschaft unumgänglich nötig.

Bezüglich der Bedeutung der Wasserstraßen für die Landeskultur kommt vor allem die Landwirtschaft in Betracht, der die Flüsse als Vorfluter oder für die Bewässerung fruchtbringend wirken. Den Städten dienen sie als Spender der Wasserversorgung und auch als Vorfluter der Abwasserbeseitigung. Nachteile ergeben sich aus den Hochwassergefahren. Die volkswirtschaftliche Bedeutung der Wasserstraßen zeigt sich besonders bei der Erstellung von gemeinsamen Wasserverkehrs- und Wasserkraftstraßen; ferner bei der Dezentralisierung der Industrie, wofür ein ausgeprägtes Bild sowohl die Mark wie auch der Niederrhein bieten. Im gesamten deutschen Verkehrswesen wurde 1913 etwa $1/_5$ aller Transporte auf dem Wasserwege ausgeführt; nach dem Krieg ist dieser Anteil bis auf $1/_9$ zurückgegangen. Im Jahre 1910 betrug der Warenverkehr auf den Wasserstraßen rund 68,5 Millionen t angekomme und 61 Millionen t abgegangene Güter; die durchschnittliche Transpo länge war 293 km.

Die unmittelbaren Einnahmen aus den Wasserstraßen sind nic günstig für den Staat, vorteilhafter schon für die Schiffahrt als solc Sie bieten im ganzen keine Deckung des Herstellungskapitals, ka bringen sie die Unterhaltungs- und Betriebskosten ein; man muß v nehmlich ihre Erträge als in der Hebung des Wohlstandes der B völkerung und der Steuerkraft des Landes beruhend betracht Im Jahre 1913 fehlten zur Deckung der Selbstkosten einschl. Kapit zinsen für die 24 preußischen Ströme 20,8 Millionen M; an den kün lichen Wasserstraßen Preußens war für diese Zeit bezüglich der eige lichen Baukosten eine Verzinsung von 0,02 vH vorhanden. Die B schwerden der Schiffahrt über die Höhe der Abgaben in der Gegenw entbehren der Begründung. Die Sätze dafür betrugen vor dem Kr für Massengut 35 bis 40 vH der Gesamtfracht, nach dem Krieg n noch 10 vH. Hinderlich für die Rentabilität der Wasserstraßen Gegensatz zur Eisenbahn ist vor allem die dauernde Zunahme Größe der Schiffsgefäße und überhaupt der Grundlagen des Schif verkehrs. In wenigen Jahrzehnten stiegen die Normalmaße für Kan fahrzeuge von 200 bis 300 t auf 1000 bis 1200 t Tragfähigkeit ähnlich liegt es im Verkehr auf den natürlichen Flüssen. Dies führt immer größeren und kostspieligeren Kanalquerschnitten und Fa rinnen in den Strömen; noch nicht getilgte Anlagen werden aufgegel und immer neue beträchtliche Kapitalien festgelegt. In engster B ziehung zur Frage der Einträglichkeit der Wasserstraßen steht Betriebstechnik. Bei einer bestimmten Ladung der Schleppzü nehmen die Kohlenkosten für 1 tkm ihren geringsten Wert an; di kann als die „wirtschaftlich günstigste Ladung" bezeichnet wer z. B. 4 km Stundengeschwindigkeit = 2 Kähne volle Ladung = 120 Nutzlast. Ebenso sind Schiffsform und Material der Kähne zu berü sichtigen, denn diese Umstände wirken auch auf den Schiffswidersta also die Schleppkosten ein.

Ein Mittel, die Schiffahrt einträglicher zu gestalten, ist e organisierte, gesicherte Fortbewegung der Schiffe. Wir haben im gan freie Schiffahrt auf den Strömen und den östlichen Kanälen, wo all dings Schleppzwang herrscht. Auf den westlichen Kanälen herrs seit 1905 das staatliche Monopol, das sich im großen und ganzen einer Reihe von Jahren bewährt hat. Ein elektrischer Schleppzug v Land aus rentiert sich wegen des in den Gleisen und Kraftwerken an legten beträchtlichen Kapitals nur für einen sehr starken Verke Neuerdings werden aber Versuche mit Raupenschleppern gemacht, von Leinpfaden aus ohne Gleise die Schiffe ziehen, die Verteilung Bodendruckes wird dabei sehr günstig mit nur 0,5 kg/cm² angegel gegenüber dem Dreifachen des Pferdehufes.

Für den Bau von Kanälen ist aus betriebstechnischen Gesich punkten die Anlage von langen Haltungen mit hohem Stau an streben, um der Schiffahrt möglichst freie Fahrt zu gewähren; di Forderung gilt sinngemäß auch für die kanalisierten Ströme; e Grenze hierfür liegt in den bautechnischen Schwierigkeiten. Der un läßliche Kanalquerschnitt für den großen Verkehr ist der zweischiffi Für das Entwerfen von Schleusen, einschiffigen oder doppelt einfachen oder Schleppzugschleusen, sind Richtung des Verkeh Betriebsart, Gewohnheiten der Schiffahrt, Größe der Schiffe usw. studieren; hier gilt aus langjähriger Erfahrung für die Betriebssich heit der Grundsatz, daß man an den Hauptgefahrspunkten doppe Anlagen schaffen soll. Die Schleusen sind auch für die Verkehrsleistu maßgebend, denn die freie Strecke ist sozusagen von unbegrenz Leistungsfähigkeit.

Man kann bei Erörterung dieser Fragen nicht an dem Ther vorübergehen: Wasserstraßen und Eisenbahn. Ein natürlicher Vorz ist die Billigkeit des Wassertransportes, die sich hauptsächlich aus geringeren Zugkraft ergibt infolge der geringeren Reibung der Schif gefäße im Wasser gegenüber der rollenden Reibung der Bahnwag auf den Gleisen wie auch aus den kleineren Bau- und Betriebs- Unterhaltungskosten für die Einheit des Frachtraumes. Andererse ist nicht zu verkennen, daß die hohen Herstellungskosten der Wass straßen den Wettbewerb mit den Eisenbahnen erschweren, da, wie gesa deren Deckung kaum zu erreichen ist. Man sollte die Verkehrsteilu beachten, die sich vor dem Krieg auf große Entfernungen herausgebild hatte: Die Wasserstraßen dienen dem Verkehr billiger Massen, Eisenbahn dem Stückgut und dem Verkehr wertvoller Massen und f kürzere Entfernungen. Die Einnahmen der Eisenbahn (Frachtkoste 1913 waren 3,4 bis 3,6 Pf/tkm; die Kosten des Schiffahrtsbetrieb nur 1,5 Pf/tkm (1 Pf für Betrieb, 0,5 Pf für Abgaben), so daß natürliche Preisunterschied für den Verfrachter im Mittel 2 Pf betru Auch nach dem Krieg dürfte sich der vergleichsweise Unterschi entsprechend einstellen, und die Eignung der verschiedenen Verkeh mittel und ihre Bedeutung für die Volkswirtschaft sollte danach b urteilt werden. Derjenige Weg muß im gegebenen Fall als der bes erscheinen, der mit den geringsten Selbstkosten arbeitet. Diese Sac

ge kann durch Tarifmaßnahmen vollständig über den Haufen geworfen erden, wie sich das infolge der Staffeltarife der Eisenbahn gezeigt hat. eit die deutsche Reichsbahn nach rein kaufmännischen Gesichtsunkten ohne Bezug auf die allgemeinen Staatsbelange verwaltet wird, roht ein krasser Wettbewerb; ihre Bestrebungen scheinen vor allem arauf hinzugehen, den Massenverkehr an sich zu reißen. Im übrigen t der Kampf der Eisenbahn gegen die Wasserstraßen nicht recht erständlich. Denn die Statistik hat noch immer erwiesen, daß beim usbau eines neuen Wasserweges schlimmsten Falles nur eine vorübergehende Entziehung von Transportmassen für die Eisenbahn eingetreten t, die sich bei steigenden Wirtschaftsverhältnissen stets in wenigen ahren ausgeglichen hat. Andererseits ist aber vielfach eine der isenbahn durchaus erwünschte Entlastung eingetreten.

Es ist die Frage aufzuwerfen: Wie wollen sich die Wasserstraßen nrichten, um in den bevorstehenden Kämpfen nicht zu unterliegen, re alte Stellung und ihre ihnen durch die natürlichen Vorbedingungen gebene Stärke im Verkehr zu behaupten? Diese Bestrebungen üssen technischer und bauwirtschaftlicher, betriebstechnischer und rtschaftlicher Art sein und sowohl auf billigere Bewirtschaftung s auch auf Steigerung des Verkehrs ausgehen. Eine einfachere nterhaltung kann erhebliche Kosten sparen. Jeder Einzelne muß seinem Platz darauf hinwirken, und eine sparsame Zentralverltung braucht die Sicherheit des Betriebes und den Verkehr nicht zu fährden. Das Menschenmaterial muß besser ausgenutzt und eine ntralisierung durchgeführt werden, die aber nur in der Festlegung gemeiner Richtlinien bestehen darf, ohne die freie Verfügung örtlicher ellen zu hindern. Nicht nur die Organisation macht es, sondern ehr wirtschaftlich-kaufmännische Schulung der Beamten ist nötig, nn die Wasserstraßenverwaltung ist heute keine reine Baubehörde ehr, sondern eine Betriebs- und Verkehrsverwaltung. Auch sollte an das persönliche Moment nicht außer Acht lassen und durch Zulgen im Verhältnis zu den Reinüberschüssen die Beamten mehr an r Wirtschaftlichkeit des Ganzen interessieren; auch die Deutsche ichsbahngesellschaft ist nach neueren Mitteilungen zu einem Prämienstem übergegangen. Eine überaus wichtige Frage ist, in welche inde die Leitung der Wasserstraßen und des Schiffahrtsbetriebes legt werden soll. Man hat wohl die Eignung der Wasserstraßenrwaltung dafür bezweifelt. Es muß aber betont werden, daß Bau, nterhaltung und Betrieb auf keinen Fall getrennt werden dürfen; e geäußerten Zweifel finden in der großen geschichtlichen Vergangenit der bestehenden Behörde keine Unterstützung.

Die zweite Aufgabe ist, die Einnahmen zu heben. Schon heute wird um eine Staustufe in unseren Flüssen gebaut, an der nicht zugleich e Kraft genutzt wird. Mieten und Pachten aus landwirtschaftlichen lächen an den Wasserstraßen, für Nutzung von Wasserflächen, für scherei u. a. m. müssen mit dem vollen Marktwert belegt werden. e Sätze der Abgaben zu erhöhen ist eine zwar naheliegende aber eischneidige Maßnahme, denn es ist keineswegs immer gewährleistet, ß das Produkt aus den höheren Abgaben und dem dadurch vernderten Verkehr größer wird, als es bisher war. Der Verkehr aber nn gehoben werden, indem man die Fahrstraßen verbessert, sicheren d schnellen Betrieb ermöglicht, neue Anschlußgelegenheiten schafft d keine unnötig belastenden Polizeiverordnungen erläßt. Im übrigen rd auch die Schiffahrt zweckmäßig durch Zusammenschlüsse gedert zur besseren Regelung der Frachtsätze, Ausnutzung des Kahnumes, der Schleppkraft und des Personals. Eine einheitliche Bewirtschaftung eines menschlichen Arbeitsfeldes ist für den Erfolg ausschlaggbend; das deutet darauf hin, daß eine Vereinigung von Betriebs- und achtgeschäft in einer Hand am besten die Wirtschaftlichkeit heben rfte. Wenn hierfür heute auch der Staat nicht in Betracht kommt, vielleicht eine Gesellschaft in einer privat- oder gemischtwirtschaftlhen Form. Um die Stellung der Wasserstraßen im deutschen rkehrswesen zu behaupten, ist ein einhelliges, sachkundiges Zummenarbeiten von Wasserstraßenverwaltung, Schiffbau, Schiffahrt d Frachtgeschäft durchaus nötig.

Der nächste Vortrags- und Aussprachеabend findet m Dienstag, dem 14. April 1925, um 7½ Uhr abends im „Großen Saal" des VdI.-Hauses (gegenüber dem Reichstgsgebäude) statt. Herr Oberbaurat Reiner, Berlin, wird rechen über: „Die Überlandstraßen im Rahmen des Gesmtverkehrs".

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

2. Jahresbericht.

Das zweite Jahr des Bestehens vom Juli 1923 ab brachte anfangs olge der allgemeinen Lage der Ortsgruppe wenig Gelegenheit zur tätigung. Dieses Jahr weist daher an sich kein so reges Vereinsben wie das erste Jahr auf.

Die Mitgliederzahl hat sich im ganzen annähernd auf gleicher he erhalten. Allerdings trat durch Ausscheiden und Neuaufnahmen erheblicher Wechsel der einzelnen Mitglieder ein. Einen sehr merzlichen Verlust erlitt die Ortsgruppe durch das Ableben ihres eiten Vorsitzenden, des Herrn Dr.-Ing. Bernhard Bilfinger, rektor der Grün & Bilfinger A.-G., der sich trotz seiner starken ruflichen Inanspruchnahme seit Gründung der Ortsgruppe als ßerst reges und eifriges Mitglied betätigt hatte.

An Vorträgen fanden statt:

Im Frühjahr 1924 ein Vortrag des Herrn Oberingenieur Goebel über den Wiederaufbau des Ammoniakwerkes Oppau und ein Vortrag des Herrn Direktor Dr.-Ing. Völker der Firma Grün & Bilfinger A.-G. über den Bau der Lindingöbrücke bei Stockholm. Außerdem fand im Frühjahr 1924 eine Vorführung des Stickstoff-Filmes der B. A. S. F. statt, den diese Firma liebenswürdigerweise zur Verfügung gestellt hatte. Über diese Veranstaltungen ist kurz im „Bauingenieur" berichtet worden.

Neben der Einzeltätigkeit der Ortsgruppe ergab sich noch ein weiteres Betätigungsfeld in der Öffentlichkeit im Rahmen der Vortragsgemeinschaft der hiesigen technisch-wissenschaftlichen Vereine. Wie bereits im letzten Jahresbericht angedeutet, war hauptsächlich im Zusammengehen mit dem hiesigen „Reichsbund deutscher Technik" unter Anschluß einer großen Reihe anderer Vereinigungen eine Gemeinschaft zwecks Abhaltung wissenschaftlicher Vorträge gegründet worden.

Inzwischen aber waren bereits zwischen unserer Ortsgruppe und dem hiesigen Bezirksverein Deutscher Ingenieure sowie der Gesellschaft für technische Physik Verhandlungen gepflogen, die zu einem Zusammenschluß dieser 3 Vereinigungen führten, denen sich später noch der hiesige Bezirksverein Deutscher Chemiker anschloß.

Diese neue Vortragsgemeinschaft ist auf durchaus paritätischer Basis aufgebaut, so daß jedem Verein die Wahl der Vorträge usw. durchaus frei steht und nur die allgemein interessierenden Themata vor größerem Kreise behandelt werden.

Für diese Vortragsvereinigung hatte unsere Ortsgruppe im Oktober 1924 einen Vortrag des Herrn Direktor Gutmacher der Firma Neufeld & Kuhnke, Kiel, über „Tiefseetauchen" und im Dezember einen Vortrag des Herrn Oberbaurat Professor Dantscher, München, über „Schiffahrt und Wasserkraftausnutzung" gestellt.

Von seiten der Gesellschaft für technische Physik fand im November 1924 ein Vortragszyklus über „Entwicklung der Äthervorstellung" von Herrn Professor Tomaschek, Heidelberg, statt.

Wir erwarten gerade durch diese Vortragsgemeinschaft für dieses Jahr eine reiche Belebung unseres Vereinslebens, wozu die besten Anfänge bereits gemacht sind.

Am 27. 3. 1925 hielt Herr Dr.-Ing. Karl Döring, Ludwigshafen a. Rh., im Siemenshaus Mannheim einen Vortrag über den

„Einfluß von Wind und Wärme auf hohe Schornsteine aus Eisenbeton"[1]),

zu dem auch der V. D. I. und der Verein für technische Physik eingeladen waren.

Redner streifte in der Einleitung die Entwicklung des Schornsteinbaues und betonte, daß für die aus technischen und gesundheitlichen Rücksichten in ihren Ausmaßen ins Gigantische gesteigerten Schornsteine der Gegenwart die Forderungen, die ursprünglich in bezug auf die Standfestigkeit der Kamine gestellt wurden, nämlich Wind und Eigengewicht, nicht mehr genügen können. Es ist dies durch die an allen in Betrieb befindlichen Kaminen sich zeigende Rissebildung in nicht zu verkennender Deutlichkeit erwiesen. Wenn auch längst als Grund für das Auftreten dieser Risse die Temperaturspannungen erkannt wurden, so haben diese doch in den Baupolizeivorschriften, den offiziellen Bestimmungen für Berechnung und Konstruktion, noch nicht Eingang gefunden, da bisher die tatsächlichen Verhältnisse, die auf Grund von Messungen und Beobachtungen festzulegen sind, fehlten. Wohl sind in jüngster Zeit in einzelnen Zeitschriften Angaben diesbezüglicher Natur gemacht worden. Sie sind aber alle mehr theoretischer Natur, da sie sich günstigstenfalls auf Laboratoriumsversuche stützen, die natürlich Einflüsse, denen ein so großes Objekt wie ein Kamin ausgesetzt ist (Wind, Regen und Sonnenschein, Fortpflanzung der Wärme im Mauerwerk selbst), nicht berücksichtigen können. Diese Einflüsse sind es aber gerade, welche neben der Temperatur der Rauchgase und der Außenluft auf die Temperaturdifferenzen im Mauerwerk von großer Bedeutung sind. Trotzdem muß zugestanden werden, daß einzelne Angaben in dieser Beziehung den tatsächlichen Verhältnissen ziemlich nahe kommen.

Zur Erforschung des Einflusses des Windes und der Wärmeverteilung im Mauerwerk wurden von der Badischen Anilin- und Soda-Fabrik an einem im Jahre 1922 erbauten, rund 100 m hohen Eisenbetonschornstein umfangreiche Meßanlagen eingebaut, die es gestatteten, den Einfluß von Wind und Wärme bei allen Witterungsverhältnissen zu studieren. Die Messungen, die im Mai 1922 begannen und bis zum August vorigen Jahres ständig fortgesetzt wurden, liefern sehr interessante Ergebnisse, die als Grundlage für die in den Baupolizeivorschriften auszufüllende Lücke gelten können. Von den interessanten Messungsergebnissen, die während dreier Jahre gesammelt wurden und die Verhältnisse an einem Kamin größten Ausmaßes vollständig klar-

[1]) In Kürze erscheint im Verlag von Julius Springer in Berlin ein Buch des Dr.-Ing. Döring „Wind und Wärme bei der Berechnung hoher Schornsteine auf Eisenbeton".

legten, ist besonders hervorzuheben, daß die bisherige Annahme für die Belastung durch Wind mit 150 kg/m² senkrecht getroffener Fläche einen zu geringen Wert darstellt, daß vielmehr als Winddruck ein solcher von $W = 0{,}15\ v^2$ kg/m² senkrecht getroffener Fläche in die Rechnung einzusetzen sei (v = Geschwindigkeit in m/sek.). Ferner ist überraschend, daß der Kaminmantel bei gleicher Stärke und sonst gleichen Verhältnissen nicht in allen Teilen die gleiche Temperaturdifferenz aufweist. In den oberen Teilen zeigt sich nämlich eine geringere Temperaturdifferenz als in den tiefer gelegenen Teilen, ein Umstand, der darauf zurückzuführen ist, daß die oberen Teile gleichmäßiger durchwärmt werden, als die unteren (Fortpflanzung der Wärme im Mauerwerk bei gleichzeitiger seitlicher Wärmeausstrahlung durch die Rauchgase). Die für den Mantel in Betracht kommenden Temperaturdifferenzen wurden bereits im „Bauingenieur", Jahrgang 1924, Heft 17, mitgeteilt. Besondere Beachtung in der Berechnung und Ausbildung verlangt die Kaminkrone, die nach den Ausführungen des Vortragenden um etwa 40 vH größere Spannungen aufweist, als unter gleichen Verhältnissen stehende tiefer gelegene Mantelschichten. In diesem Umstande ist auch der Grund für die besonders an der Mündung festzustellenden großen Zerstörungen zu erblicken. Erwähnung verdient ferner auch die Erkenntnis, daß bei Kaminen mit großem Durchmesser und geringen Wandstärken auch die D mation der kreisringförmigen Querschnitte unter dem Einfluß Winddruckes bei der Berechnung zu beachten (Anordnung inneren Armierung.) Von Interesse war auch die Erklärung des Döring für den Einsturz des Eisenbetonkamins im Werk Oppau legentlich der Explosion am 21. 9. 1921, nach welcher der Zusam bruch des Schornsteins auf Überbeanspruchung des Materials in starker, gesteigerter dynamischer Wirkung (Luftdruck mit unmitt folgender heftiger Saugwirkung) der durch die Explosion bewe Luftmassen zurückzuführen ist.

Neben den aus den Versuchsergebnissen geschlossenen F rungen bemerkte der Redner am Schlusse seiner 1½ stündigen, d zahlreiche Lichtbilder erläuterten Ausführungen, daß die Kamine eine genaue Durchrechnung unter Berücksichtigung der Messun gebnisse zeigt, mit zu den stärkst beanspruchten Kunstbauten zä Sie verlangen in ihrer Berechnung und Konstruktion eine gr liche Sachkenntnis und bedürfen bei der Ausführung der sorgfäl Auswahl und Verarbeitung der Baustoffe.

Der Beifall des gut besetzten Saales zeigte, daß die Ausführu dem lebhaften Interesse der anwesenden Fachgenossen vollauf ge wurden.

ALLGEMEINE MITTEILUNGEN.

Versammlung gegen den schlechten Zustand des öffentlichen Wegenetzes in den Niederlanden.

(De Ingenieur, Jahrg. 1925, Nr. 5, S. 100.)

In s'Grevenhage hat kürzlich eine vom Touristenbund für die Niederlande einberufene sehr stark besuchte Versammlung stattgefunden um gegen den schlechten Zustand des öffentlichen Wegenetzes Stellung zu nehmen. Es wurden folgende beiden Entschließungen zur Kenntnis der Regierung gebracht: Die Vertreter von offiziellen Körperschaften, Handel, Industrie, Fremdenverkehr, Turistenwesen und die Eigentümer und Verwaltungen von Verkehrsmitteln weisen darauf hin, daß das öffentliche Verkehrsnetz zum weitaus größten Teil seit geraumer Zeit selbst mäßigen Ansprüchen des gegenwärtigen Verkehrs nicht mehr genügt, und daß bei dem stets stärker werdenden Gebrauch der Wege eine allgemeine Verkehrszerrüttung droht, wodurch alle, die an einer sicheren und ungestörten Benutzung Interesse haben, empfindlich getroffen werden. Sie fordern, daß schnell und mit Nachdruck eingegriffen wird, damit das Niederländische Wegenetz für den gegenwärtigen und noch stets wachsenden Verkehr brauchbar gemacht wird. Die Wegebenutzer und Verkehrsinteressenten bringen zum Ausdruck, daß mit Rücksicht darauf, daß schon jetzt direkt oder indirekt auf der Wegebenutzung eine hohe Belastung ruht, daß weiterhin eine neue Belastung auf Fahrzeuge erwogen wird, daß das niederländische Wegenetz selbst mäßigen Ansprüchen an Sicherheit und Zuverlässigkeit des Verkehrs nicht genügt und auch nicht die sorgfältige Fürsorge genießt, welche bei der großen Bedeutung des Verkehrs für das öffentliche Leben nötig wäre, die Einkünfte der Belastungen, die vom Gebrauch der öffentlichen Wege erhoben werden, ausschließlich dem Niederländischen Wegenetz zu Gute kommen müssen. B.

Gewerblicher Rechtschutz.

Mitgeteilt vom Patentanwaltsbüro Dr. O. Arendt, Berlin W 50.

China: Die Anmeldefrist für die bereits früher verwendeten und beim Seezollamt hinterlegten Handelsmarken zur Anmeldung entsprechend dem neuen Gesetz vom 3. 5. 1923 ist bis zum 30. Juni 1925 verlängert worden.

Italien: Erfindungen, die von Interesse für die Landesverteidigung sind, können den zuständigen Ministern sofort nach der Anmeldung mitgeteilt und vom Staate ganz oder teilweise gegen Entschädigung enteignet werden. Die Veröffentlichung der Anmeldungen und die Patenterteilung kann aufgeschoben werden, wenn dieses innerhalb von 8 Monaten nach der Anmeldung von den Ministern beim Patentamt beantragt wird. Bei Streitigkeiten über die Entschädigung entscheidet eine Kommission von Sachverständigen; gegen Enteignungen und Entscheidungen dieser Kommission sind keine Rechtsmittel zulässig.

Rußland: Die Frist zur Hinterlegung von Neuanmeldungen für die nach dem 1. Januar 1910 eingereichten und bis zum 7. November 1917 nicht als gelöscht zu betrachtenden Vorsowjet-Patentanmeldungen läuft am 15. September 1925 ab.

Für die vor dem 15. September 1924 getätigten und von einer Sowjet-Patentbehörde anerkannten Anmeldungen muß bis zum 20. Mai 1925 ein neuer Vertreter ernannt oder der jetzige Wohnort des früheren Vertreters angegeben werden. Auch müssen diese Anmeldungen in einen, dem neuen Patentgesetz vom 12. September 1924 entsprechenden Zustand gebracht werden.

Türkei: Die vom 30. Oktober 1918 bis zum 16. März eingetragenen Patente und Warenzeichen sind gültig. Dagegen we spätere Eintragungen durch die Regierung in Konstantinopel von der Nationalen Regierung in Angora anerkannt.

Ungarn: Die von der früheren Österreichisch-Ungaris Monarchie vor dem 1. August 1914 geschlossenen Kollektivver mit Deutschland behalten im Königreich Ungarn weiter Geltung. runter fällt die Pariser Übereinkunft vom 20. März 1883 zum Sc des gewerblichen Eigentums, revidiert in Washington am 2. Juni (Unionsvertrag).

Mit Wirksamkeit vom 1. Januar 1925 sind die Patentan bühren auf der Grundlage von Goldwährung festgesetzt. Die Ja gebühren betragen 8 Goldkronen im ersten Jahr und steigen b 125 Goldkronen im fünfzehnten Jahr an. Zahlungen vom 30. bis 60. Tag nach Fälligkeit können noch mit 25 vH Zuschlag gel werden.

Garagenausstellung im Rahmen der Deutschen Verke ausstellung in München 1925.

Der Deutsche Automobil-Händler-Verband e. V., Berlin, wi Rahmen der Deutschen Verkehrsausstellung 1925 in einem beso zu errichtenden Gebäude eine Garagenausstellung veranstalten

Die Ausstellung ist in erster Linie als eine Ideenschau ged die die verschiedenen Lösungsmöglichkeiten des Garagenproblem deutsche Verhältnisse, angefangen von der Privateinzelgarage b gewerblichen Großgarage, darstellen soll.

Als Ausstellungsobjekte sind in Aussicht genommen:

1. Garagenmodelle aus Blech, Gips, Holz oder Pappe, mög beweglich und betriebsfähig, dabei dauerhaft. Maßstab 1 : die kleinen, 1 : 100 für die großen Ausführungen.
2. Schemazeichnungen, die leicht und schnell zu verstehen DIN-Format A. 2.
3. Architekturschaubilder DIN-Format A 2.
4. Lichtbilder nach den Normen der technisch-wissenschaft Lehrmittelzentrale.
5. Graphische Darstellungen, DIN-Format A 3.
6. Ganz kurze Erläuterungen mit den hauptsächlichsten Wirts lichkeitszahlen, DIN-Format A 4.
7. Drucksachen im DIN-Format A 4.

Für die Anfertigung der Garagenmodelle würden folgend sichtspunkte zu berücksichtigen sein: Bezeichnung der Ver führung, der Betriebsweise, Angabe des Fassungsvermögens, de füllungszeit und Entleerungszeit, Aufschluß über Lichtverhäl (wo künstliche Beleuchtung nötig), Lüftung, Heizung, Entwässe Andeutung der Erweiterungsmöglichkeit, Angabe der bebauten F des umbauten Raumes.

Zweckmäßig wird es sein, von vornherein die Verbindung Großgaragen mit anderen Verkehrsbauten (Bahnhöfen und U grundbahnen) wenn nicht anders, in Zeichnungen, zu zeigen. Gesamtmodellen von Garagen sollen gezeigt werden: Einricht und Einzelheiten des Garagenbetriebes.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

;. Jahrgang 25. April 1925 Heft 8

DIE HALLEN DES BAHNHOFES IN MALMÖ.

Von Dipl.-Ing. Odd Grundt, Oslo.

Übersicht. Entwicklung des Bahnhofes und Vorgeschichte :es Projektes, Gesamtanordnung, Wahl des Baustoffes, Grund- edanke und Beschreibung der Konstruktion, Grundlagen der :atischen Untersuchung, Anfertigung und Montage, Schlußsatz.

Malmö, eines der wichtigsten Verkehrszentren des südlichen chwedens wurde bereits im Jahre 1856, als man, dem rastlosen ortschritte der Zeit folgend, die ersten Eisenbahnen baute, it einem großen Bahnhof ausgestattet. Diese Anlage jedoch, is den damaligen einfachen Bedürfnissen heraus entstanden, ar schon nach kurzer Zeit nicht mehr in der Lage, den mächtig achsenden Verkehr zu bewältigen. Durch mehrfache Um- uten versuchte zwar die Eisenbahndirektion zu Stockholm, e infolge ihrer primitiven Unzulänglichkeit geradezu ein Ver- hrshindernis bildenden Anlagen den veränderten Bedürfnissen azupassen; jedoch blieb der Erfolg völlig unbefriedigend. lbst die Errichtung einer großen Empfangshalle im Jahre 190, von 34 m Breite und 124 m Länge in Eisenkonstruktion, ner eine großzügig angelegte Erweiterung im Jahre 1910, i welcher die alten Lokomotivschuppen und Werkstätten rlegt werden mußten, um Platz für neue Gleisanlagen zu aaffen, zeigten kein befriedigendes Ergebnis, vielmehr deuteten alle Anzeichen unzweideutig darauf, daß die Anpassungsfähigkeit der alten Anlagen vollständig erschöpft war und irgendwelche Möglichkeiten zu einem weiteren Ausbau nicht mehr vorhanden waren, so daß nur eine völlige Neuprojektierung als einziges Mittel, der Verkehrsschwierigkeiten Herr zu werden, in Frage kommen konnte. Die Königl. Eisenbahndirektion zu Stockholm löste die gestellte Aufgabe in der durch Abb. 1 dargestellten Weise.

Abb. 1. Grundriß der Hallenanordnung.

Von der Straße, Westen, ergießt sich der Strom der Reisenden durch das die Diensträume und Abfertigungsanlagen enthaltende Gebäude in die Wartehalle, von hier durch die große Querhalle mittels der Verbindungsgänge zu den eigentlichen Bahnsteigen, welche sich in einer Länge von 150,5 m erstrecken und in der Breite in 4 Schiffe von je 17,90 m aufgeteilt sind. Bei der Ausschreibung der Überdachung der Hallen war die Wahl des Baustoffes den bewerbenden Firmen völlig freigestellt, so daß sich ein Wettstreit zwischen Eisen, Eisenbeton und Holz entspann. Aus finanziellen Gründen entschied sich die Eisenbahndirektion nach umfassenden Erhebungen und Untersuchungen bezüglich der Zuverlässigkeit dieser Bauweise für eine Ausführung der Hallen in Holz nach dem bekannten System Hetzer. Die weitere Bearbeitung und Ausführung der Hallenkonstruktionen wurde der Firma Aktiebolaget Träkonstruktion in Töreboda, welche die Hetzerpatente für Schweden käuflich erworben hatte, übertragen. Als damaliger Direktor dieses Unternehmens wurde ich mit der Leitung betraut.

Abb. 2. Querschnitt durch die Bahnsteighallen.

Das Wesen der Bauweise Hetzer besteht bekanntlich darin, daß schwache Bretter mittels Quarkleims unter Druck zu einem I-Profil verbunden werden. Auf diese Weise ist es möglich, das aufnahmefähigere Kernholz an den Stellen größerer

Beanspruchung, den Gurtungen, zu verwenden, während das weichere Holz für den Steg verarbeitet wird. Gegenüber den sonst üblichen Fachwerkkonstruktionen in Eisen oder Holz hat diese Konstruktion den Vorteil, daß sie bei geschickter Verwendung einen in ästhetisch-architektonischer Beziehung äußerst würdigen Eindruck erweckt.

Abb. 3. Längenschnitt durch die Hallenanlage.

Abb. 4. Querschnitt durch die Verbindungsgänge.

Abb. 5. Hetzerprofil der Hauptbinder.

Die Gesamtanordnung der Hallen ist aus den Abbildungen 1—4 ersichtlich. Die Hetzerbinder der großen Halle überspannen je zwei Gleise, zwischen welchen je ein Personenbahnsteig liegt. Die die Binderstützen aus Eisenbeton tragenden Bahnsteige sind der Gepäckbeförderung vorbehalten. Zwischen den Bahnsteighallen und der Querhalle sind überdeckte Verbindungsgänge angeordnet. Um den Rauchgasen der Lokomotiven den Abzug ins Freie zu gestatten, sind zur Verhinderung einer allzuargen Verrußung der Halle die Gleise zwischen diesen Gängen nicht überdacht. Der Abstand der Binderstützen in der Längsrichtung beträgt 8,675 m. Nur in den Endfeldern ist dieses Maß mit Rücksicht auf die daselbst zur Aufnahme der Windkräfte angeordneten Eisenbetonportale auf 2,8 m reduziert. Die Abb. 5 zeigt den in der Höhe 75 cm messenden Querschnitt der Hauptbinder der Bahnsteighallen. Die Querschnitte der Hetzerbögen der Querhalle und der Wartehalle haben eine Höhe von 68 bzw. 40 cm. Sämtliche Hauptbinder der Halle wurden als Zweigelenkbogen mit eisernen Zugstangen ausgebildet, die Binderfüße auf eichenen Schwellen in gußeisernen Schuhen, welche gleichzeitig die, der Längsversteifung dienenden kleineren Bögen faßten, montiert. Der große Abstand der Binder gestat-

Abb. 6. System der Binder der Bahnsteighalle.

Abb. 7. Inneres der Querhalle.

Abb. 8. Versetzen der großen Binder.

tete nicht, für die Pfetten der Dächer einfache Querschnitte zu verwenden, man entschied sich deshalb für eine Ausbildung derselben als Hetzerpfetten. Auf diesen Hetzerpfetten, in Form eines I-Profils, ruhen die die Dachhaut, bestehend aus der Bretterverschalung und der Dachpappe, tragenden Sparren. Wegen der Knicksicherheit der unteren Gurtungen der Hauptbinder machte sich eine Aussteifung derselben gegen die Pfetten erforderlich. Zu diesem Zwecke wurden gekrümmte Kopfbänder angeordnet. Der Belichtung der Hallen dienen 7 m breite, durchgehende Oberlichte, deren Tragkonstruktion gleichfalls aus geleimten Bögen zusammengefügt wurde. Die vertikalen Wände der Oberlichte wurden als Fachwerkkonstruktion in Holz ausgebildet und mit Vorrichtungen zur Ventilation ausgerüstet.

Wegen des Umfanges dieser Arbeiten, welche wohl die größte und der Bestimmung nach auch die bedeutendste Ausführung dieser Art darstellen, hatte uns die Firma Otto Hetzer A.-G. in Weimar ihren in der Durchbildung und Berechnung derartiger Konstruktionen erfahrenen Ingenieur Herrn Oskar Grieß zur Verfügung gestellt.

Der statischen Untersuchung lagen die amtlichen Vorschriften zugrunde: Schnee 75 kg/m² und Wind 125 kg/m² horizontal wirkend. Um auch den Einfluß des Winddruckes auf die mittleren Hallen zu berücksichtigen, wurde hier die Windrichtung unter 10° gegen die Horizontale geneigt angenommen. Ferner sollten die einzelnen Hauptbinder als fest miteinander gekoppelt angesehen werden, die Aufnahme der horizontal wirkenden Kräfte sollte am nördlichen Auflager in der Mauer erfolgen. Da die Eisenbetonstützen zur Aufnahme größerer Horizontalkräfte nicht geeignet schienen, waren hier die Binderfüße mit Rollenlager versehen. Die größte Bewegung der Lager wurde zu 2,6 cm errechnet, hierbei war außer den durch die Belastung hervorgerufenen Längenänderungen der Einfluß eines Temperaturabfalles von ± 20° berücksichtigt. Unter den gleichen Voraussetzungen wurde die größte Spannung in den Bögen zu 100 kg/cm² ermittelt. Bei der Berechnung der Eisenbetonstützen war eine an deren Kopf angreifende Reibungskraft von 1000 kg berücksichtigt. Der Einfluß etwaiger durch die Koppelung in den Binderfüßen entstehender Biegungsmomente wurde gesondert untersucht. Abb. 6.

Abb. 9. Blick in die Bahnsteighalle.

Mit Rücksicht auf den Eisenbahntransport machte es sich notwendig, die großen Hauptbinder in 2 Teilen anzufertigen, welche dann auf der Baustelle durch Laschen biegungsfest miteinander verbunden wurden. Sämtliche Konstruktionsteile, als Versteifungsbögen, Holzpfetten, Sparren usw., waren in der Fabrik genau zusammengepaßt, so daß es sich auf der Baustelle nur um die Zusammensetzung und Aufstellung handelte. Diese Arbeiten wurden dadurch, daß der Verkehr nicht stillgelegt werden konnte, außerordentlich erschwert. Jedoch ging die Montage mit Hilfe zweier Krane ziemlich flott vonstatten. Abb. 7 und 8.

Die Bahnanlagen in Malmö dürften wohl die größten im nördlichen Europa sein und haben wegen ihrer gefälligen Linienführung und ihrer leichten Konstruktion auch außerhalb Schwedens berechtigte Aufmerksamkeit erweckt. Abb. 9.

HERSTELLUNG VON BETONSTRASSEN MIT HILFE DES RÜTTELVERFAHRENS.

Berichtet von Dr.-Ing. A. Hummel, Karlsruhe.

Der Beton als selbständige Straßendecke hat sich da bewährt, wo die gummibereiften Verkehrsmittel vorherrschen. Wo starker Pferdelastfuhrverkehr oder auch besonders schwerer Güterverkehr vorliegt, wird der Beton häufig mit besonderer Oberflächenbehandlung verwendet. Solche Oberflächenbehandlungen bestehen in dem Aufbringen dünner, bituminöser Überzüge, von denen allerdings bekannt ist, daß ihre Haftung auf dem Beton nicht immer glücklich ist. Sie kann verbessert werden durch Aufbringen vorher erhitzten Steinmaterials, über das dann das Bitumen gegossen wird. Statt dünner Überzüge wird auch eine stärkere Asphaltlage über dem Beton angewendet. Eine solche Straßenkonstruktion wendet neuerdings die Stadt Detroit bei Straßen mit besonders schwerem Verkehr an. (Siehe Engineering News-Record 1924, S. 983.) Dort ist die bisher übliche 13 bis 15 cm starke Betonplatte auf 20,5 cm verstärkt worden, und darüber wird noch eine Asphaltdecke von 9 cm gelegt. Das Mischungsverhältnis des Betons ist von 1 : 3 : 6 auf 1 : 2 : 4 angereichert worden. Die Mitteilung enthält noch als bemerkenswert, daß die Stadt Detroit neben sonstigem harten Zuschlagsmaterial auch die Verwendung von Schlacke zum Betonstraßenbau empfiehlt. Bezüglich der Konsistenz des für den Betonstraßenbau geeigneten Betons gibt die Stadt Detroit an, daß diejenige Konsistenz die richtige sei, bei der der Slump des Betons nicht größer als 4 Zoll = 10 cm wird. — Der in Detroit angewendete Typ stellt eine recht schwere und kostspielige Betonstraßenkonstruktion dar. Beton mit Asphaltdecke ist im Sinne des Betonstraßenbaues sicher nicht das Ideal, das schließlich darin bestehen wird, mit reinem Beton auszukommen. Der bisherige schwache Punkt einer bedeutenden Abnützung der Betonstraße durch eisenbereifte Verkehrsmittel hat auch bereits in Nordamerika zu einer sehr sinnreichen Neuerung geführt. (Vgl. Engineering News-Record 1925, S. 26.)

Es ist bekannt, daß man durch Schleudern oder auch durch Rütteln des frischen Betons zu einer ganz wesentlichen Verdichtung und Verfestigung des Betons beiträgt. Gerüttelter Beton hat sogleich nach dem Rüttelprozeß, der das überschüssige Wasser heraustreibt, und die Steinpartikelchen sehr dicht aneinander lagert, eine gewisse Festigkeit, die eine geringe Verletzlichkeit des frischen Betons durch mechanische Einwirkungen bedeutet. Die Kenntnis dieser Tatsachen hat man sich im Betonstraßenbau zunutze gemacht. Man ahmt den Rüttelprozeß beim Betonstraßenbau durch einen Vibrationsprozeß nach. Nachdem der Beton aus der Mischmaschine auf die Straße ausgebreitet ist, legt man darüber eine Brettermatte. Über diese Matte wird alsdann ein Gasmotor auf niederen Rädern geschoben (vgl. Abb. 1), der so konstruiert ist, daß er kurz aufeinander folgende Stöße ähnlich denen eines Preßlufthammers

ausführt, und auf diese Weise den Beton zur Vibration bringt. Dadurch wird dasjenige erreicht, was oben als Vorteil des Rüttelbetons erwähnt worden ist. Der Beton kann sogleich nach dem Verarbeiten begangen, ja sogar befahren werden. Auch der stärkste Regen verletzt den Beton nicht. Die bei den bisherigen Betonstraßen notwendigen Schutzmaßnahmen sind überflüssig oder zum mindesten in geringerem Maße erforderlich. Da die noch eine besondere Art der Oberflächenbehandlung der Betonstraßen. Nachdem der Beton auf der Straße ausgebreitet ist, wird darüber eine Lage reinen Granitschotters von 2,5 bis 6,5 cm Korngröße gebracht und diese nun, zusammen mit dem Beton, mit dem Vibrationsmotor bearbeitet. Es entsteht dadurch eine Oberfläche in der Art eines Granitsteinpflasters, das der Abnützung großen Widerstand entgegenzusetzen

Abb. 1.

groben Zuschlagsteile durch den Vibrationsprozeß so eng aneinander rücken, ist es vorteilhafterweise möglich, den Sandgehalt des Betons einzuschränken. Innerhalb gewisser Grenzen wird damit bei Beibehaltung desselben Mischungsverhältnisses die Betonfestigkeit an sich schon erhöht; es kann aber außerdem unter Beibehaltung der alten Konsistenz der Wasserzusatz des Betons vermindert werden, was des weiteren zu einer Verfestigung des Betons beisteuert.

Die Reihe der Vorteile ist mit diesen Neuerungen nicht erschöpft. Die Verwendung des Vibrationsmotors ermöglicht vermag, und damit die Betonstraße einem vielseitigeren Ver kehr eröffnen kann. Praktische Erfahrungen in Amerika er gaben, daß solche Straßen dem Verkehr nach 10 Tagen übergeben werden können, während bei dem gewöhnlichen Straßen betonierverfahren eine Erhärtungszeit von 3 bis 4 Woche erforderlich ist. Die maschinenmäßige Behandlung des Beton sichert eine gleichmäßige Straßendecke. Im übrigen setzt da Vibrationsverfahren keine anderen Kenntnisse voraus, als si auch bisher bei der Betonstraßenherstellung vorhanden sei mußten.

ÜBER DIE EINWIRKUNG VON AMMONSALZLÖSUNGEN AUF BETON.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1925 zu Berlin.

Von Prof. Dr. Mohr, Badische Anilin- und Sodafabrik, A.-G., Ludwigshafen a. Rhein.

Bei dem außerordentlich großen Umfang der Betonbauten in unseren Werken, besonders in unseren Stickstoffwerken, machten sich die vielfachen Zerstörungserscheinungen am Beton, die an den verschiedensten Stellen, bisweilen gänzlich unerwartet, auftraten, ungemein störend bemerkbar, nicht nur wegen der kostspieligen Reparaturen, die notwendig wurden, sondern auch wegen der oft recht unangenehmen Betriebsstörungen, die sie zur Folge hatten.

Eine Reihe von Bildern mag einige typische Zerstörungserscheinungen an Beton zeigen.

Abb. 1 ist die Photographie eines Schornsteines, der unter anderem nitrose Gase aus der Ammoniakoxydation abzuführen hat. Der Mantel des Kamins war aus säurefesten Steinen hergestellt, die in Kalkmörtel verlegt waren. Zum Schutz gegen die nitrosen Gase hatte er ein Futter aus säurefesten Steinen erhalten, die in Chamottemörtel vermauert waren. Indem sich in den höheren Lagen des Schornsteines Wasserdampf teilweise kondensierte, dabei aus den nitrosen Gasen Salpetersäure bildete, traten tiefgehende Zerstörungen des Zementmörtels auf, auch an der Außenseite des Schornsteines, die schließlich zur Abtragung des Schornsteines zwangen. Auch die Schutzmaßnahmen beim Neuaufbau hatten nur mäßigen Erfolg. Der neuaufgebaute Schornstein läßt bereits wieder erheblich Zerstörungserscheinungen erkennen.

Abb. 2 zeigt einen Kandel an einem Ammonsulfat betrieb. Der Kandel besteht aus Stampfbeton mit Zementver putz auf einer Sandsteinrinne. Obgleich das Kanalwasse die Abwässer der Sulfatfabrik, nur selten die Betonwänd bespült, sind hier außerordentlich schwere Angriffe zu beob achten. Man wird nicht fehl gehen, wenn man gerade in de Umstand, daß der Beton nur periodisch mit dem angriff lustigen Abwasser in Berührung kommt, die Hauptursache fü die ungewöhnlich starken Zerstörungserscheinungen such Ich werde auf diese Erscheinungen noch zurückzukomme haben, da sie sich auch bei den Laboratoriumsversuchen sel auffällig bemerkbar machen.

Zerstörungen durch Ammonsulfatlösungen zeigt das Bi eines Pfeilers (Abb. 3), an dem herabtropfende Sulfatlaug den Kalk-Zementmörtel zwischen den Ziegelsteinen gespreng hat. Die gleiche Art Zerstörung beobachten wir bei Abb. die ebenfalls an einem Sulfatbetrieb aufgenommen ist. Beso ders interessant ist die Aufnahme der Fenster. Hier sind d Zerstörungen noch nicht bis zum Reißen der Fugen gediehe aber die Treiberscheinungen, also Volumenvergrößerunge

sind bereits so bedeutend, daß die schmiedeeisernen Fenster stark verbogen sind. Dabei ist bemerkenswert, daß bei diesen Zerstörungen Laugen nicht in Frage kommen, es handelt sich vielmehr um unvermeidliche Verstaubung von Salz, das sich natürlich auch an die Wandungen der Räume ansetzt, in der feuchten Luft allmählich zerläuft und nun sein Zerstörungswerk an dem Zementmörtel beginnt.

Abb. 5 zeigt eine stark angegriffene Lichtschachtwand; das Bild ist insofern instruktiv, als es deutlich die geringere Widerstandsfähigkeit des mageren Stampfbetons 1:8 gegenüber dem fetteren, daher dichteren Eisenbeton 1:6 erkennen läßt. Die Ursache der Angriffe ist säurehaltiges Abwasser, das durch einen auf der Lichtschachtwand hinführenden Kandel abgeleitet wird. Außerordentlich weitgehende Zerstörungen zeigt Abb. 6, aus der die ungewöhnlich starke Zerstörungskraft auch nur ganz verdünnter Lösungen von Salpetersäure hervorgeht.

Die Zerstörungen sind auch nach ihrer chemischen Seite hin untersucht worden, Überraschungen haben sich hierbei nicht ergeben, das wesentliche bei allen Zerstörungen war, daß der Kalk des Zementes mit den vorhandenen Säuren bzw. mit den Säureresten der Ammonsalze mehr oder weniger leicht lösliche Kalksalze gebildet hatte. Nur der Kuriosität wegen sei erwähnt, daß im zerstörten Mörtel der Schornsteininnenmauerung der Gehalt an Salpetersäure auf weit über 20 vH gestiegen war!

Diese Erscheinungen kamen natürlich nicht unerwartet, es existiert ja ein unheimlich umfangreiches Schrifttum über Angriffe auf Beton durch die verschiedenartigsten chemischen Stoffe. Aber die praktischen Ergebnisse der unendlich zahlreichen Arbeiten über Betonangriffe lassen bei der Mehrzahl der vorliegenden Arbeiten zu wünschen übrig. Abgesehen davon, daß die Versuchsergebnisse, die an verschiedenen Stellen erhalten wurden, nicht selten zueinander in Widerspruch standen, vermißt vor allem der Praktiker in der Mehrzahl der Arbeiten Fingerzeige, durch welche Maßnahmen: Wahl eines geeigneten Zements, Mischungsverhältnis, Anstrichmittel, schützende Zuschläge, er den zerstörenden Einflüssen chemischer Stoffe entgegenarbeiten kann. Diese Umstände waren es, welche die bautechnische Abteilung unseres Werkes im Sommer 1921 veranlaßten, Versuche größeren Umfanges in die Wege zu leiten, die einmal die näheren Ursachen der Zerstörungen, unter denen das Werk besonders leidet, aufdecken sollten, und aus denen weiter Fingerzeige zum wirksamen Schutz der Betonbauten gegen solche Angriffe erwartet wurden. Ein günstiger Zufall wollte es, daß uns bekannt wurde, daß die Emschergenossenschaft, vom gleichen Gesichtspunkt ausgehend, im Begriffe war, umfangreiche Versuche über das gleiche Thema ins Werk zu setzen. Zur Vermeidung von Doppelarbeit setzten wir uns mit der Emschergenossenschaft in Verbindung, und es wurde eine gewisse Arbeitsteilung vereinbart nach der Richtung hin, daß die Emschergenossenschaft sich in der Hauptsache mit den Sulfatzerstörungen des Betons beschäftigte, während unsere Versuche in erster Linie den zerstörenden Einfluß der Ammonsalze betrafen, daneben wurde noch in geringerem Umfang der Einfluß verdünnter Säuren auf Beton geprüft. In Übereinstimmung mit der Emschergenossenschaft waren wir der Ansicht, daß nur lang durchgeführte Versuche — es waren zwei Jahre in Aussicht genommen — praktisch verwertbare Ergebnisse zeitigen können, und so gelangten wir zu einem recht umfangreichen Arbeitsprogramm, das ich nur kurz skizzieren möchte.

Wir waren uns darüber klar, daß Versuche, die für uns praktischen Wert haben sollten, sich nicht auf einige Laboratoriumsversuche mit reinen Lösungen beschränken dürften, da ja die in der Praxis beobachteten Zerstörungen nur in den seltensten Fällen Folge eines einzigen einheitlichen Angriffes sind. Gerade hierin liegt meines Erachtens die Ursache, daß die Ergebnisse der Laboratoriumsversuche nur zu häufig sich nicht mit den praktischen Erfahrungen decken. Im ersteren Fall hat man es eben mit der Wirkung eines Einzelstoffes zu tun, während im anderen Fall der Angriff als eine Summenwirkung zu betrachten ist. Auf Grund dieser Erwägung entschieden wir uns dahin, einmal die Angriffe reiner Substanzen in Lösung auf Normenwürfel zu prüfen — für diese Versuche sollte ein Laboratorium eingerichtet werden — und zweitens Betonwürfel in größerem Ausmaße unseren Abwässern ohne Rücksicht auf deren Zusammensetzung auszusetzen.

Abb. 1. Durch salpetersäurehaltige Gase angegriffener Schornstein.

Abb. 2. Kandel an der Ammonsulfatfabrik.

Bei Aufstellung des nachfolgenden Versuchsprogramms hatten wir uns des sachverständigen Rates des Herrn Prof. Dr. Probst, Karlsruhe zu erfreuen.

Für die Laboratoriumsversuche wurden folgende Zementsorten verwendet:

Portlandzement	A,	Hochofenzement	C,
„	B,	„	D,
		„	E.

Den Versuchen mit Portlandzement wurden Versuchsreihen mit Traßzusatz eingeschaltet.

Die Mischungsverhältnisse waren folgende:

Zement:	Normensand:	Traß:
1:	1:	0
1:	2:	0
1:	3:	0
1:	4:	0
1:	1:	0,25
1:	2:	0,25
1:	3:	0,25
1:	4:	0,25

Abb. 3. Treiberscheinungen an Mauerwerk.

Abb. 4. Durch Treiberscheinungen verbogenes Fenster.

Folgende Stoffe sollten auf die Angriffsfähigkeit gegenüber den Mörtelkörpern untersucht werden:

Verdünnte Schwefelsäure, verdünnte Salpetersäure, Ammonsulfat, Ammonchlorid, Ammonnitrat, Harnstoff, Ammoniakwasser. Schwefelsäure wurde in einer 2,5 prozentigen Lösung, Ammoniakwasser in einer 5 prozentigen Lösung geprüft, alle anderen Stoffe in 0,5 prozentiger und 2,5 prozentiger Lösung. Ferner wurden noch Versuche in konzentrierter Gipslösung gemacht. Die Probekörper kamen nach 28 tägiger Lagerung — 10 Tage in Wasser, 18 Tage an der Luft — in die Lösungen, Prüfungen sollten beim Einlegen in die Flüssigkeiten, nach 100 Tagen, nach 1 und 2 Jahren vorgenommen werden. Höhere Gewalt hat die Durchführung dieses umfangreichen Programms unmöglich gemacht. Immerhin haben sich auch bei der lückenhaften Durchführung Resultate ergeben, die praktisches Interesse haben.

Für die den natürlichen Verhältnissen angepaßten Versuche wurde der Hauptabwasserkanal in Aussicht genommen, in dem ja alle Schädlichkeiten des Werkes zusammenströmen müssen, in dem bei geeigneter Anordnung der Körper diese nicht nur den im Abwasser gelösten festen und gasförmigen Angriffsstoffen ausgesetzt sind, sondern in dem es auch möglich ist, den Einfluß der dem Wasser entweichenden Gase auf die Betonkörper zu untersuchen. Ursprünglich war aus diesem Grunde beabsichtigt, drei übereinanderliegende Reihen von Betonkörpern im Kanal unterzubringen, die unterste so tief, daß die Körper dauernd vollkommen im Abwasser untergetaucht sind, die mittlere Reihe derart, daß die Körper nur teilweise eingetaucht sind und die oberste Reihe so, daß die Körper im Luftraum über dem Wasser lagern. Diese Absicht ließ sich nicht verwirklichen, weil die unterste Reihe Würfel dermaßen verschlammte, daß die Einwirkung des Abwassers mehr oder weniger vollständig ausgeschaltet wurde. Es wurden daher nur zwei Reihen Würfel im Kanal untergebracht, die eine Reihe so, daß sie bei normalem Wasserstand völlig untergetaucht war, bei ungewöhnlich niedrigem gelegentlich teilweise vom Wasser frei wurde, die andere Reihe so, daß sie bei normaler Wasserhöhe etwa halb eintauchte, bei Niederwasser im Luftraum lag.

Da natürlich der verfügbare Raum im Kanal beschränkt war, konnte zunächst nur eine Zementsorte geprüft werden, die Wahl fiel auf Portlandzement A, an Zuschlag wurden verwendet Mainsand, Rheinkies, Porphyrsand, Porphyrgrus und Rheinischer Traß. Außerdem wurden die Wassermengen variiert. Genaue Angaben über Mischungsverhältnisse und zugesetzte Wassermengen finden sich in Anlage 2, welche die Ergebnisse der Festigkeitsprüfung nach 98 Tagen und 1 Jahr tabellarisch zusammenfaßt.

Die Umsetzung dieses umfangreichen Arbeitsprogramms in die Tat erfuhr eine unerwartete und sehr starke Verzögerung durch die Explosionskatastrophe am 21. 9. 21. Die in der Einrichtung begriffenen Arbeitsstätten: Laboratorium für die Versuche mit den Normenwürfeln und Herstellungsraum für Versuchskörper und Raum für Festigkeitsprüfungen, wurden so gründlich durcheinander geschüttelt, daß der erste Anblick ein ziemlich hoffnungsloser war. Der Beginn der Versuche wurde um viele Monate verzögert, so daß mit der Herstellung der Probekörper erst im späten Frühjahr 1922 begonnen werden konnte.

Aber ein Gutes brachte selbst dieses furchtbare Explosionsunglück für unsere Zwecke mit sich; infolge des monatelangen Stilliegens des Werkes wurde uns eine gründliche Untersuchung des Hauptwasserkanals möglich. Die bei dieser Gelegenheit festgestellten Zerstörungen waren außerordentlich lehrreich. Dieser Kanal war auf der Sohle und an den Wänden bis zur Decke hinauf mit Knauffschen Platten ausgelegt, die in einer 2 cm starken Mörtelschicht 1:2 verlegt waren. Die Kanaldecke bestand aus Beton 1:4 mit Eisenarmierung, die Wand aus Beton 1:6, das Fundament aus Beton 1:8. Die Platten waren in umfangreichem Maße herabgefallen, der

Mörtel, in dem sie verlegt gewesen waren, war in eine weiche, käsige Masse verwandelt. Oberhalb der Wasserlinie nach der Decke zu war die Zahl der abgesprengten Platten zwar geringer, aber auch hier zeigten sich massenhafte Zerstörungserscheinungen. Besonders auffallend war ein gelber Überzug über diesen Platten, der sich in großen Blättern loslösen ließ und der aus fast reinem Schwefel bestand. Die Decke selbst war sehr stark angegriffen, an Stelle des festen Beton an vielen Stellen weiche, abfallende Massen, die vielfach das Eisen der Armierung zutage treten ließen. Dieses war von dicken, braunschwarzen, schmierigen Krusten umgeben, die das ursprüngliche Metall zum großen Teil zerstört hatten. Die chemische Untersuchung dieser Erscheinungen hatte folgende Ergebnisse:

1. Zerstörter Mörtel hinter den Knauffschen Platten.

Die weiche Masse, aus der sich der Sand leicht durch Schlämmen entfernen ließ, hatte nachstehende Zusammensetzung:

SiO_2	12,5 v. H.
SO_3	51,3 ,,
CO_2	— ,,
Fe_2O_3	1,4 ,,
Al_2O_3	3,0 ,,
CaO	31,7 ,,

Von dem ehemaligen Zement ist hier nichts mehr zu merken, der Kalk ist fast völlig in Gips verwandelt, wir haben es also mit einer sehr weitgehenden Sulfatzerstörung zu tun. Die Quelle der Sulfate ist hier der Sulfatgehalt des Abwassers, freie Schwefelsäure kommt nach Lage der Dinge nicht in Frage.

2. Zerstörter Mörtel von der Kanaldecke.

Auch hier erwies sich als wesentlichstes Merkmal des zerstörten Mörtels der außerordentlich hohe Sulfatgehalt. Da die Decke aber dauernd außerhalb des Wassers liegt, ist hier ein Einfluß der Sulfate des Abwassers ausgeschlossen. Die zerstörende Ursache wurde hier im Schwefelwasserstoffgehalt im Luftraum über dem Wasserspiegel gefunden. Der Beweis für die Gegenwart dieses Gases ergab sich einmal aus dem Umstand, daß die schwarzbraunen Krusten, zu denen das bloß gelegte Armierungseisen korrodiert war, zum großen Teil aus Schwefeleisen bestanden, dann aber weiter aus der Tatsache, daß der gelbe blättrige Belag auf den Knauffschen Platten oberhalb der Wasserlinie, wie bereits erwähnt, aus fast reinem, elementarem Schwefel bestand.

Gerade diese Befunde im Kanal haben mit der Aufklärung der zerstörenden Ursachen Mittel und Wege gewiesen, nach dem Wiederaufbau die Wiederholung derartig schwerwiegender Angriffe zu verhindern.

Mit dem übrigen Werk entstanden auch unsere Arbeitsstätten für die Betonversuche aus den Trümmern. Abb. 7 ist ein Bild aus dem Laboratorium für die Versuche mit den Normenwürfeln. Das Bild, das Transport- und Aufbewahrungskästen für die Würfel zeigt, ist deshalb wiedergegeben, weil sich diese Kästen als recht guter Maßstab für Treiberscheinungen erwiesen. Die Größe der einzelnen Fächer entsprach, ohne größeren Spielraum zu lassen, der Größe der Würfel. Sobald sich bei einer Probe Treiberscheinungen auch nur in geringem Maße bemerkbar machten, paßten die Würfel nur schwierig in die Fächer. Diese Erscheinung wurde bereits nach 100 Tagen sehr auffällig bei den Würfeln beobachtet, die in Ammonsulfatlösung gelegen hatten. Leider war den hoffnungsvoll begonnenen Versuchen ein ungestörter Fortgang nicht beschieden. Die Untersuchungen nach 100 Tagen Lagerung in den Versuchsflüssigkeiten konnten durchgeführt werden, aber kurz ehe die Prüfung nach einjähriger Lagerung beginnen sollte, wurde unser Werk im Frühjahr 1923 von den Franzosen besetzt und

Abb. 5. Lichtschachtwand, durch Säure angegriffen.

Abb. 6. Stark angegriffene Stützmauer.

speziell das Werk Oppau, wo die Versuchsräume liegen, wurde erst im November 1923 für uns wieder zugängig. Die Versuche in reinen Salzlösungen waren durch diese monatelange Zwangspause derart gestört, daß eine Fortsetzung nicht mehr möglich war. Die Lösungen waren zum Teil völlig eingetrocknet, in anderen Versuchsgefäßen tauchte ein Teil der Würfel noch völlig, ein anderer nur noch teilweise in die Flüssigkeit ein. Kurz, vergleichbare Untersuchungsergebnisse waren nicht mehr zu erzielen, daher wurden die Versuche kurzerhand abgebrochen. Trotzdem ergaben sich aus der Untersuchung der Würfel einige Folgerungen von praktischer Bedeutung. Auch die Versuche mit den Betonkörpern wurden empfindlich gestört, da der Kanal, Abb. 8, während der ganzen Besetzungsdauer kein Wasser führte. Aber hier brauchten die Versuche wenigstens nicht abgebrochen zu werden. Wir waren der Ansicht, daß eine längere Unterbrechung in der Einwirkung der angreifenden Flüssigkeiten auch im praktischen Betrieb vorkommt, und daß ein längeres Liegen außerhalb des Wassers nur eine Verschärfung der Probe bedeutet. Die Versuche erfuhren nochmals eine längere Unterbrechung, als im Frühjahr 1924 das Werk durch einen Streik auf 9 bis 10 Wochen stillgelegt wurde. Für die

Berechnung der Versuchszeiten sind die Trockenperioden ausgeschaltet worden, so daß die Ergebnisse nach einjähriger Lagerzeit an Würfeln erzielt wurden, die ein Jahr lang im Abwasser und rund 8 bis 9 Monate im unbenutzt liegenden Kanal gelagert hatten.

Nun zu den Ergebnissen der Versuche. Zunächst zu den Laboratoriumsversuchen mit Normenwürfeln,

Abb. 7. Transportkästen für Normenwürfel.

und zwar soll über die äußere Erscheinung und die Ergebnisse chemischer Untersuchung nach 100 tägiger Lagerung in den Salzlösungen berichtet werden, und dann über die Ergebnisse der Festigkeitsprüfung.

1. Probeflüssigkeit: Schwefelsäure 2,5 prozentig.

Die Würfel werden in ganz kurzer Zeit zerstört, zu Beginn der Einwirkung ist häufig Volumenvergrößerung infolge Gipsbildung zu beobachten, sehr bald setzt Abbröckeln ein, wie eine Aufnahme eines Würfels aus Portlandzement A und aus Hochofenzement C Mischung 1:2 zeigt (Abb. 9). Qualitative Unterschiede in der Widerstandsfähigkeit der Würfel aus verschiedenen Zementsorten und in verschiedenen Mischungsverhältnissen sind zu beobachten: hoher Gehalt an Sesquioxyden erhöht die Widerstandsfähigkeit, die mit steigendem Kalkgehalt sinkt. Die Hochofenzemente sind also widerstandsfähiger als die Portlandzemente. Traßzusatz wirkt ungünstig, namentlich bei den Mischungen 1:3. Die chemische Prüfung zeigt, daß auch die Hochofenzemente reichlich Schwefelsäure in sich aufgenommen haben, daß also auch sie der beginnenden Zerstörung anheim gefallen sind, wenn sie auch die äußere Form besser wahrten, als die kalkreichen Portlandzemente.

2. Ammonsulfatlösungen: 0,5 und 2,5 prozentig.

Äußerlich zeigen die Körper keinerlei sichtbare Zerstörungserscheinungen. Nach dem Trocknen zeigen zahlreiche feinste Gipskriställchen auf der Würfeloberfläche, daß eine Reaktion zwischen Würfel und Versuchsflüssigkeit eingetreten war, die noch dadurch augenfälliger wurde, daß eine Anzahl Würfel bereits so starke Volumenvergrößerung zeigte, daß sie in die vorhin gezeigten Transportkästen nicht mehr hineinpaßten. Von besonderer Bedeutung ist hier nun, wie ich vorwegnehmend bemerken möchte, daß die Festigkeitseigenschaften der Würfel noch durchweg gute waren. Trotzdem aber trugen die Körper bereits den Todeskeim in sich. Als nach Aufhebung der Besetzung des Werkes Oppau die Versuche wieder aufgenommen werden konnten, also etwa nach $1\frac{1}{2}$ jähriger Lagerung der Körper, zeigten die Portlandzemente ganz außerordentlich starke Treiberscheinungen, namentlich in den mageren Mischungen, die bei einer Anzahl Körper zur vollständigen Zerstörung geführt hatten. Die Körper mit Traßzusatz, und ebenso die Hochofenzementkörper, auch in den mageren Mischungen, zeigten viel geringere Treiberscheinungen. Namentlich die Körper aus Hochofenzement E hatten sich widerstandsfähiger erwiesen. Die chemische Untersuchung ergab fast das gleiche Bild wie bei Schwefelsäure. In den Körpern hatte sich der Schwefelsäuregehalt stark angereichert, außerdem aber waren erhebliche Mengen Kalk und Sesquioxyde herausgelöst worden, aus den Portlandzementen reichlicher als aus den Hochofenzementen. Gerade diese Beobachtungen an den Ammonsulfatwürfeln geben uns recht beherzigenswerte Lehren:

Einmal warnen sie vor einer Überschätzung der Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen. Die gemessene Festigkeit ist der Ausdruck des Zustandes, in dem sich der Beton oder Mörtelkörper im Augenblick der Prüfung befindet, nichts weiter. Was das fernere Schicksal des Würfels sein wird, darüber sagt uns die Prüfung nichts. Gerade unsere Beobachtungen zeigen, daß der Verfall unter Umständen mit unheimlicher Geschwindigkeit einsetzen kann. Wenn die Versuchskörper normalerweise in den Ammonsulfatlösungen dauernd eingetaucht gewesen wären, würde vorraussichtlich die verheerende Wirkung des Ammonsulfats nach so kurzer Zeit nicht in der gezeigten krassen Weise in Erscheinung getreten sein, in einer Weise, die aber durchaus den Erfahrungen der Praxis entspricht. Es wird sich daher empfehlen, künftig noch mehr als bisher die Prüfung der Einwirkung von Lösungen auf Beton- oder Mörtelkörper dadurch zu verschärfen, daß ein Teil der Körper nur halb in die Flüssigkeit eingetaucht wird, oder daß man die Probekörper in Zwischenräumen aus den Versuchslösungen nimmt und, ohne sie abzuspülen, eine Zeitlang an der Luft liegen läßt.

Abb. 8. Betonwürfel im Hauptabwasserkanal.

3. Salpetersäure: 0,5- und 2,5 prozentig.

Die Körper werden rasch zerstört durch Herauslösen der Zementsubstanz, von der nur die lösliche Kieselsäure langsamer als die übrigen Stoffe gelöst wird, sich daher in der verbleibenden Masse anreichert. Die Hochofenzemente sind gegen Salpetersäure noch weniger widerstandsfähig als die Portlandzemente.

Abb. 9. Mörtelwürfel nach Lagerung in 2,5 proz. Schwefelsäure. Links Portlandzement A, rechts Hochofenzement C.

4. Ammonnitratlösungen: 0,5- und 2,5 prozentig.

Nach 100 Tagen zeigten die Körper äußerlich kaum Veränderungen. Aus der Analyse dagegen ging hervor, daß das Ammonnitrat ziemlich stark entkalkend gewirkt hatte und zwar am stärksten auf den Portlandzement B. Diesem Angriff entspricht das Bild der Körper nach etwa 1½ jährigem Lagern (Abb. 10), eine Reihe der Körper zeigt Risse, bei Portlandzement B 1:4 ist völlige Zerstörung des Körpers eingetreten. Die Körper mit Traßzusatz und die Hochofenzementmörtel haben sich äußerlich etwas besser gehalten, aber auch bei ihnen hat Entkalkung stattgefunden, und das Auftreten feiner Risse zeigt, daß die Würfel dem Untergang geweiht sind.

5. Ammonchloridlösungen: 0,5- und 2,5 prozentig.

Die Einwirkung des Ammonchlorids entspricht fast völlig der des Nitrats, nur tritt die zerstörende Wirkung infolge von Entkalkung noch etwas stärker ein als beim Nitrat. Auch

Abb. 10. Mörtelwürfel nach Lagerung in 2,5 proz. Ammonnitrat, links Portlandzement B, rechts Portlandzement A.

hier wirkt Traßzusatz etwas verzögernd, wie in allen Fällen bei Ammonsalzen, anscheinend durch Verdichtung, so daß der Zutritt der zerstörenden Salzlösungen erschwert wird.

6. Ammoniakwasser, Ammoncarbonatlösung und Gipslösung lassen auch nach 1½ jähriger Einwirkung keinerlei Schädigung erkennen. Diese Stoffe sind eben nicht imstande, mit dem Kalk in Reaktion zu treten und damit kommt die eigentliche zerstörende Ursache in Wegfall. Auch Harnstoff, den unsere Firma seit einigen Jahren in großem Umfange herstellt, ist ohne Einwirkung. Abb. 11 zeigt zwei Würfel, die in Harnstofflösung gelegen hatten und bei denen die Lösung während der Zeit der Besetzung des Werkes völlig eingedunstet war. Es hat in den Würfeln zunächst eine Konzentration und schließlich ein Auskristallisieren des Harnstoffes stattgefunden. Weder Analyse noch Aussehen der Würfel lassen aber irgendwelche Zerstörungserscheinungen erkennen.

Nun ganz kurz zu den Ergebnissen der Festigkeitsprüfungen, die als Anlage 1 beigefügt sind. Es ist ganz klar, daß die nach nur 100 Tagen Lagerung vorgenommenen Messungen keine entscheidende Antwort auf die zur Diskussion stehenden Fragen geben können. Wie bereits erwähnt, zeigen Würfel, die in stark angreifenden Lösungen gelegen haben, in Sulfat, Chlorid oder Nitrat bisweilen die gleichen, oder sogar bessere Festigkeitseigenschaften als die entsprechenden Kontrollkörper. Die einzige Ausnahme bilden die in 2,5 prozentiger Schwefelsäure, resp. Salpetersäure lagernden Körper, bei denen sämtlich schon ein starker Rückgang in der Festigkeit zu verzeichnen ist. Auch die Frage der Traßwirkung findet nach so kurzer Zeit noch keine befriedigende Beantwortung. Auffallenderweise unterscheiden sich die Traßwürfel bei beiden

Abb. 11. Mörtelwürfel nach Lagerung in Harnstofflösung.

Portlandzementen sehr stark voneinander: beim Portlandzement B geben die fetten Mischungen 1:1 bzw. 1:2 mit Traßzusatz durchweg geringere Festigkeitswerte gegenüber den Würfeln ohne Traßzusatz als die mageren Mischungen, während beim Portlandzement A die große Mehrzahl der Traßwürfel bessere Festigkeiten zeigt als die Würfel ohne Traßzusatz. Es ist sehr bedauerlich, daß die äußeren Umstände Festigkeitsmessungen nach längerer Lagerdauer unmöglich gemacht haben und daß nur noch eine Beurteilung nach der äußeren Erscheinung mögich war. Daß diese durchaus nicht mehr mit den Messungen nach 100 Tagen in Einklang stand, ist bei Besprechung der chemischen Untersuchungsergebnisse ausgeführt worden.

Dieser Umstand, daß die übliche Prüfungsmethode auf Angriffe durch Einlegen von Mörtel- bzw. Betonwürfeln in die Versuchslösung erst bei langer Versuchsdauer Resultate ergibt, die noch dazu nicht selten günstiger erscheinen als nach den praktischen Erfahrungen zu erwarten ist, hat das Laboratorium unseres Werkes Oppau veranlaßt, eine Schnellmethode auszuarbeiten, die in kurzer Zeit erkennen läßt, ob eine Salzlösung voraussichtlich angreifend auf Zement wirken wird und ob mit einem stärkeren oder schwächeren Angriff zu rechnen ist. Die Methode besteht im wesentlichen darin, daß abgebundener, wieder fein pulverisierter Zement unter bestimmten Versuchsbedingungen mit der zu prüfenden Salzlösung geschüttelt und daß dann in dieser Lösung die Menge des aus dem Zement herausgelösten Kalkes bestimmt wird. Indem man dann diese

Tabelle 1A. Druckfestigkeiten der Probekörper nach der 100 Tage-Lagerung in verschiedenen Lösungen.

Anlage I.

I. Portlandzement A.

Lösungen	Zusammensetzung = Zement : Normalsand : Traß								
	1:1:0	1:2:0	1:3:0	1:4:0	1:1:0,25	1:2:0,25	1:3:0,25	1:4:0,25	
28 Tage	597	541	486	298	663	545	559	359	Normenprobe
Rheinwasser	615	527	511	322	597	569	624	441	
Schwefelsäure 2,5 vH	319	352	209	71	371	282	278	217	
Salpetersäure 0,5 vH	523	528	501	201	655	533	509	316	
Salpetersäure 2,5 vH	435	445	320	53	481	365	453	247	
Ammoniak 5 vH	620	539	500	325	667	584	612	291	
Gipslösung ges.	637	565	522	311	638	574	631	296	
Ammonsulfat 0,5 vH	507	463	461	306	618	597	567	301	
Ammonsulfat 2,5 vH	492	507	462	314	511	473	484	321	
Ammoncarbonat 5 vH	641	618	483	337	574	591	581	327	
Ammonchlorid 2,5 vH	547	564	447	270	617	485	541	318	
Ammonnitrat 0,5 vH	634	613	447	267	576	545	580	305	
Ammonnitrat 2,5 vH	574	607	459	276	559	535	574	349	
Harnstoff 0,5 vH	628	564	496	309	579	593	551	274	
Harnstoff 2,5 vH	645	678	505	264	615	605	465	373	
Ammonchlorid 0,5 vH	534	644	475	303	607	533	502	289	

Tabelle 1B. II. Portlandzement B.

Lösungen	Zusammensetzung = Zement : Sand : Traß								
	1:1:0	1:2:0	1:3:0	1:4:0	1:1:0,25	1:2:0,25	1:3:0,25	1:3:0,25	
Nach 28 Tagen	639	584	352	191	475	517	418	264	Normenprobe
Rheinwasser	575	624	435	230	462	489	415	331	
Schwefelsäure 2,5 vH	373	377	257	181	347	357	311	150	
Salpetersäure 0,5 vH	543	651	384	220	462	497	427	255	
Salpetersäure 2,5 vH	459	432	300	165	319	393	328	158	
Ammoniak 5 vH	591	689	479	244	444	581	510	252	
Gipslösung ges.	617	690	447	258	462	542	452	247	
Ammonsulfat 0,5 vH	567	626	426	259	419	488	478	311	
Ammonsulfat 2,5 vH	568	557	329	182	424	478	439	309	
Ammoncarbonat 5 vH	625	669	432	270	527	554	471	295	
Ammonchlorid 0,5 vH	612	672	458	236	435	459	446	264	
Ammonchlorid 2,5 vH	487	614	420	221	407	444	434	253	
Ammonnitrat 0,5 vH	565	652	475	273	499	553	438	317	
Ammonnitrat 2,5 vH	480	655	413	223	443	489	437	243	
Harnstoff 0,5 vH	541	658	390	279	423	527	461	307	
Harnstoff 2,5 vH	554	596	419	259	472	547	476	302	

Tabelle 1C.

Zement = Sorte:	III. Hochofenzement C				IV. Hochofenzement E		V. Hochofenzement D		
Lösungen	Zusammensetzung = Zement : Normalsand : Traß								
	1:1:0	1:2:0	1:3:0	1:4.0	1:1:0	1:4:0	1:1:0	1:4:0	
Nach 28 Tagen	554	570	266	166	422	155	700	215	Normenprobe
Rheinwasser	591	659	325	219	489	189	700	250	
Schwefelsäure 2,5 vH	361	314	174	74	195	121	496	187	
Salpetersäure 2,5 vH	422	441	229	95	223	139	434	144	
Salpetersäure 0,5 vH	520	521	347	171	325	159	697	285	
Ammoniak 5 vH	581	631	350	270	469	184	703	267	
Gipslösung ges.	561	627	307	213	479	183	720	297	
Ammonsulfat 0,5 vH	550	611	357	185	467	190	711	301	
Ammonsulfat 2,5 vH	509	549	311	215	436	195	668	277	
Ammoncarbonat 5 vH	645	623	357	226	431	307	688	322	
Ammonchlorid 0,5 vH	574	551	321	198	477	178	643	283	
Ammonchlorid 2,5 vH	565	558	315	188	451	158	643	242	
Ammonnitrat 0,5 vH	610	579	382	187	463	199	689	278	
Ammonnitrat 2,5 vH	503	560	302	183	444	179	683	250	
Harnstoff 0,5 vH	593	561	374	228	521	198	691	280	
Harnstoff 2,5 vH	609	628	331	215	531	201	623	278	

Schüttelungen und Kalkbestimmungen wiederholt, erhält man ein Bild über die Geschwindigkeit, mit der die in Frage stehende Salzlösung den Zement entkalkt. In dieser Geschwindigkeit hat man einen Maßstab für die Angriffsstärke auf Zement und somit auch auf Beton. Ein paar Zahlen mögen das Gesagte illustrieren: es sei zum Vergleich die kalklösende Kraft von Ammonsulfat, Nitrat, Chlorid und Carbonat mitgeteilt, wie sie sich nach der Schüttelmethode ergibt. Die mitgeteilten Zahlen bedeuten Prozent Kalk der ursprünglichen im Zement enthalten gewesenen Menge Kalk. Diese letztere ist = 100 gesetzt. Die Konzentrationen der Salzlösungen waren 2,5 prozentig, bei Ammoncarbonat gelangte eine 5 prozentige Lösung zur Prüfung:

Salzlösung	Ammon-sulfat 2,5 prozentig	Ammon-nitrat 2,5 prozentig	Ammon-chlorid 2,5 prozentig	Ammon-carbonat 5 prozentig
Im Zement noch vorhanden nach	CaO vH	CaO vH	CaO vH	CaO vH
der 1. Filtrat.	91,14	44,88	36,82	99,89
„ 2. „	85,85	25,12	18,24	99,81
„ 3. „	80,80	17,83	13,82	99,76
„ 4. „	75,76	15,56	12,79	99,75
„ 5. „	69,72	13,73	12,71	99,73
„ 6. „	63,84	12,01	12,59	99,71
„ 7. „	58,24	—	—	99,69
„ 8. „	53,95	—	—	99,67

Also während bei Ammoncarbonat eine Abnahme im Kalkgehalt praktisch überhaupt nicht eintritt, ist bei Nitrat und Chlorid schon nach der ersten Ausschüttelung über die Hälfte des Kalkes herausgelöst. Nach 6 Ausschüttelungen ist nur wenig mehr als der zehnte Teil des ursprünglich vorhandenen Kalkes noch ungelöst. Ein Widerspruch scheint darin zu liegen, daß bei den Lagerungsversuchen Ammonsulfat sich als der gefährlichste Zementfeind erwiesen hatte, während nach der Schnellmethode die Angriffsfähigkeit des Sulfates erheblich hinter der des Nitrates und Chlorids zurücksteht. Der Widerspruch ist nur scheinbar. Die stärkere Wirkung des Sulfates auf die Würfel kam dadurch zustande, daß das Sulfat zunächst Treiberscheinungen verursachte, die das Gefüge des Würfels lockerten, so daß die angreifende Lösung besseren Zutritt zum Innern erhielt, als es bei den Würfeln in Nitrat- und Chloridlösungen der Fall gewesen war.

Von besonderem Interesse sind einige Versuche mit Schmelzzement (Ciment fondu), die ergaben, daß bei der Prüfung nach der oben beschriebenen Methode auch aus Schmelzzement Kalk herausgelöst wird, aber langsamer als aus Portlandzement. Ob die Schlußfolgerung daraus richtig ist, daß Bindemittel vom Typus der Schmelzzemente auch bei den Dauerversuchen sich widerstandsfähiger gegen Ammonsalze erweisen als Portland- und Hochofenzemente, wird zurzeit in unserem Betonlaboratorium nachgeprüft.

In Anlage 2 finden sich tabellarisch die Ergebnisse zusammengestellt, welche bei den Festigkeitsprüfungen der in den Abwasserkanal eingelagerten Betonwürfel von 20 × 20 × 20 cm erzielt wurden. Wie bereits erwähnt, haben die Würfel bis zur Messung nach 1 Jahr in Wirklichkeit ca. 1¾ Jahre im Kanal gelegen, für Berechnung der Lagerzeit sind aber nur die Zeiten berücksichtigt worden, während welcher der Kanal Abwasser führte, nicht aber die Trockenperioden während der Franzosenzeit und Streiks. Die erhaltenen Zahlen, deren jede der Mittelwert aus drei Einzelversuchen ist, sind nach mehrfacher Richtung hin lehrreich. Wie die ausführliche Tabelle zeigt, sind von jedem Mischungsverhältnis im ganzen 6 Versuchsreihen angestellt worden. Diese 6 Reihen zerfielen wiederum in 3 Gruppen von je 2 Versuchsreihen. Gruppe 1 wurde nach 28 tägiger Lagerung in den Kanal gebracht, Gruppe 2 nach derselben Zeit, aber nachdem die Würfel einen Inertolanstrich erhalten hatten, Gruppe 3 wurde bereits nach nur dreitägiger Lagerung dem Kanalwasser ausgesetzt. Die eine Reihe jeder Gruppe wurde in der Mitte des Kanals gelagert, so daß sich die Würfel dauernd im Abwasser befanden, die Würfel der anderen Reihe waren höher gelagert, so daß sie nur bei hohem Wasserstand vollständig eintauchten.

Die statistische Auswertung der vielen Einzelzahlen zeigt nun folgendes interessante Bild, wenn man sie mit den Beobachtungen vergleicht, die an den gleichbehandelten, aber in Rheinwasser gelagerten Kontrollwürfeln gemacht wurden:

1. Von den Mittelwerten aus 138 Versuchsreihen zeigen nach 1 Jahr 112 geringere Festigkeiten als die in Rheinwasser gelagerten Kontrollkörper. Bei 25 Proben ist eine größere Festigkeit zu beobachten, in einem Fall ist die gleiche Festigkeit festgestellt. Die angreifende Wirkung des Abwassers ist also schon nach einjähriger Wirkung in Erscheinung getreten.
2. Von den 25 besseren Proben entfallen 19 auf die mit Inertol gestrichenen Würfel, 2 Proben gehören zu der 28-Tage-Reihe, 4 Proben zur 3-Tage-Reihe, der günstige Inertoleinfluß ist also unverkennbar.
3. Von den hochgelagerten, also nicht dauernd in Abwasser befindlichen Würfeln sind 16 Proben, von den dauernd im Abwasser lagernden unteren Würfeln nur 9 Proben besser als die Kontrollproben.
4. Im allgemeinen macht sich gegenüber den Messungen nach 98 Tagen natürlich noch ein Festigkeitszuwachs bemerkbar. Bei einigen Proben, im Ganzen 15, ist aber schon ein Rückgang gegenüber den Messungen nach 98 Tagen zu verzeichnen. Auffallenderweise ist unter diesen Proben der Prozentsatz der traßhaltigen Würfel ziemlich groß. 9 Würfel mit Traß und nur 6 Würfel ohne Traßzusatz. Ich möchte mich auf die Feststellung dieser eben geschilderten Beobachtungen beschränken und der Versuchung widerstehen, weitergehende Schlüsse daraus zu ziehen. Da diese große Versuchsreihe glücklicherweise weitergeführt werden kann, werden die Messungen nach zweijähriger Lagerzeit, die jetzt im Gange sind, voraussichtlich noch klarere Ergebnisse liefern.

Soweit über Anordnung, Durchführung und Ergebnisse unserer Versuche. Es sei mir zum Schluß noch gestattet, einige Folgerungen allgemeiner Art aus diesem Ergebnis zu ziehen.

Wenn infolge der ungünstigen, äußeren Umstände unsere Versuche nicht in dem Umfang durchgeführt werden konnten, wie beabsichtigt war, so gestatten die Ergebnisse trotzdem, einige praktisch bedeutsame Schlüsse zu ziehen. Zunächst müssen wir uns mit der Tatsache abfinden, daß die Zemente im engeren Sinne des Wortes, in erster Linie Portland- und Hochofenzement, auf die Dauer den Angriffen von Ammonsalzen und ebenso denen auch sehr verdünnter Mineralsäuren nicht standhalten können. Die schwache Stelle ist der Kalkgehalt der Zemente, die Entkalkung, die sich als Folge der Einwirkung der Ammonsalze bzw. der verdünnten Säuren einstellt, ist gleichbedeutend mit Zerstörung der Zementsubstanz und damit des Betons. Da diese Eigenschaft des Zements eine untrennbare Folge seiner chemischen Zusammensetzung ist, können alle Maßnahmen gegen das Entkalken: Traßzusätze, Mischungsverhältnis zwischen Zement und Zuschlagsstoffen, mechanische Maßnahmen zur Erzielung dichteren Gefüges nur verzögernde, nie aber völlig verhindernde Wirkung haben. Und darin liegt eine schwere Beunruhigung für jeden Betrieb, in dem Betonbauten den Angriffen entkalkender Stoffe ausgesetzt sind. Soweit die Baulichkeiten zutage liegen und dauernd beobachtet werden können, ist die Gefahr nicht groß. Machen sich Zerstörungserscheinungen bemerkbar, so kann sofort eingeschritten werden. Anders aber liegen die Verhältnisse bei Fundamenten usw. Hier entziehen sich eintretende Schädigungen der Beobachtung und solche Schäden können außerhalb jeder Voraussicht liegen, zum Beispiel bei unvorhergesehener Verseuchung des Grundwassers mit aggressiven Salzen. Daher

Anlage II.

Versuche im

Tabelle 2.

Betonkörper 20 cm³.

Zusammensetzung							Festigkeiten in kg/cm²									Behandlung
							im Kanal gelegen						in Rheinwasser			
							28 Tage		98 Tage		1 Jahr		28 Tage	98 Tage	1 Jahr	
C	K	S	Tr	Ps	Pk	W v H	oben	Mitte	oben	Mitte	oben	Mitte				
1	—	2	—	2	—	12,0	—	—	171,5	161,2	173	202	151	157,7	228	nach 28 Tagen i. d. Kanal
1	—	2	—	2	—	12,0	—	—	175,3	168,1	177	182	118	165,2	177	mit Inertol
1	—	2	—	2	—	12,0	118,3	119,6	192,7	205,8	236	229	113,9	192,7	199,4	nach 3 Tagen i. d. Kanal
1	—	2	—	4	—	14,0	—	—	113,9	124	150	143	55,1	93,1	143	wie oben
1	—	2	—	4	—	14,0	—	—	112,6	114,5	150	127	68,3	103,2	137	
1	—	2	—	4	—	14,0	82,8	81,3	110,7	112	138,4	133,3	65,3	100,9	189	
1	—	3	—	5	—	15,8	—	—	50,3	57,8	66,5	56,9	46,1	54,3	70,6	wie oben
1	—	3	—	5	—	15,8	—	—	49,1	48,5	70,6	64,3	35,4	40,7	59,8	
1	—	3	—	5	—	15,8	38,3	37,7	51,5	53	65,9	62,3	34,2	52,7	67,2	
1	—	4	—	6	—	16,2	—	—	35,9	37,1	38,9	36,5	25,7	33	45,8	wie oben
1	—	4	—	6	—	16,2	—	—	31,5	35,9	38,9	34,4	16,6	24,7	41,3	
1	—	4	—	6	—	16,2	28,3	27,3	34,7	35,0	38,3	42,5	24,7	32,8	52,7	
1	—	2	0,25	2	—	15,3	—	—	177,7	184,6	204	183	103,1	172,1	225,3	wie oben
1	—	2	0,25	2	—	15,3	—	—	—	—	205,8	194	98,9	—	206,5	
1	—	2	0,25	2	—	15,3	122,7	103,7	187,8	185,2	192,1	197,7	97,5	183,4	222,1	
1	—	2	0,25	4	—	16,2	—	—	92,6	103,1	125,3	115,2	51,5	82,6	135,9	wie oben
1	—	2	0,25	4	—	16,2	—	—	90,7	102,5	140,2	120,8	47,6	76,3	114,6	
1	—	2	0,25	4	—	16,2	65,2	76	107,6	102,5	126,2	100,0	61,1	95,0	128,3	
1	—	3	0,5	5	—	17,0	—	—	61,1	70,7	84,4	81,2	37,2	55,1	95	wie oben
1	—	3	0,5	5	—	17,0	—	—	63,2	66,8	87,5	85,6	33,0	55,4	95,3	
1	—	3	0,5	5	—	17,0	47,3	50,9	75,6	72,5	84,4	83,1	44,0	69,2	98,1	
1	—	4	0,75	6	—	17,5	—	—	43,4	47,0	55,1	62,9	22,3	32,6	82,5	wie oben
1	—	4	0,75	6	—	17,5	—	—	46,4	53,0	75,7	78,1	19,0	38,0	86,2	
1	—	4	0,75	6	—	17,5	35,9	45,2	65,3	69,3	83,1	65,9	34,2	56,9	93,7	
1	—	2	—	—	2	9,5	—	—	271,5	279	298,4	286,5	240,2	320,9	391	wie oben
1	—	2	—	—	2	9,5	—	—	270,9	264,9	307	328,4	222,8	244	344,8	
1	—	2	—	—	2	9,5	241,5	282,1	352,1	365,8	291,5	351	243,4	322,7	363	
1	—	2	—	—	4	10,0	—	—	200,0	200,0	240,2	239,5	140,2	169,3	289	wie oben
1	—	2	—	—	4	10,0	—	—	179,0	179,0	233,4	250,2	114,6	182,4	264,5	
1	—	2	—	—	4	10,0	170,3	183,4	200,2	219,0	235,2	229	146,6	219,6	285,2	
1	—	3	—	—	5	10,6	—	—	134,6	131,4	144,1	137,7	106,3	115,9	150,2	wie oben
1	—	3	—	—	5	10,6	—	—	103,1	120	142,1	130,9	81,3	96,8	137,1	
1	—	3	—	—	5	10,6	83,7	97,1	124,6	127,4	165,2	144,6	75,3	122,7	167,1	
1	—	4	—	—	6	10,8	—	—	82,5	68,9	100,6	95,0	75,9	83,5	115,8	wie oben
1	—	4	—	—	6	10,8	—	—	73,8	68,3	113,9	106,9	59	61,4	99,4	
1	—	4	—	—	6	10,8	32,2	53	69,6	63,2	92,5	75,6	53,8	79,4	108,2	

erscheint es als eine große und dankbare Aufgabe für die deutsche Zementindustrie, den Begriff „Zement" im Sinne seiner ursprünglichen Bedeutung zu erweitern. Das alte lateinische Caementum heißt ja weiter nichts als „Bindemittel". Ob das Bindevermögen durch eine den Portland- oder Hochofenzementen entsprechende chemische Zusammensetzung bedingt wird, ob wir es mit einem Bindemittel vom Typus eines Aluminates zu tun haben, oder ob schließlich ein Bindemittel ganz neuartiger Zusammensetzung auftaucht, ist gleichgültig. Notwendig ist eben nur, daß die mit Hilfe eines solchen Zementes der Zukunft errichteten Bauten auch den angreifenden Faktoren auf die Dauer standhalten, die gegenwärtig die Ursache einer nur beschränkten Lebensdauer unserer Betonbauten sind. Mit dem Schmelzzement ist ja gegenüber den Zementen vom alten Typus bereits ein nicht zu unterschätzender Fortschritt gemacht worden. Zu einem endgültigen Urteil über die Beständigkeit von Beton aus Schmelzzementen genügen die vorliegenden Erfahrungen noch nicht. Nach den Prüfungsergebnissen mittels unserer Schnellmethode ist auch bei Beton aus Schmelzzementen mit einem, wenn auch schwächeren Angriff durch Ammonsalze zu rechnen.

Daß Schmelzzement nicht überall verwendbar ist, zeigt uns ein Beispiel. In einer Versuchsapparatur wurde ein Eindampfkessel für Kalksalpeterlösungen mit Porzellanplättchen unter Verwendung von Schmelzzementmörtel 1 : 3 ausgekleidet. Nach wenigen Tagen traten starke Treiberscheinungen auf, die Porzellanplättchen wurden zersprengt, der Mörtel war unter starker Volumenvermehrung in eine weiche Masse übergegangen. Die gleiche Auskleidung bei Verwendung von Portlandzement A zeigte in der gleichen Zeitdauer keine Ver-

Abwasserkanal.

Portlandzement A.

Anlage II.

Tabelle 2.

Zusammensetzung							Festigkeiten in kg/cm²									Behandlung
							im Kanal gelegen						in Rheinwasser			
							28 Tage		98 Tage		1 Jahr		28 Tage	98 Tage	1 Jahr	
C	K	S	Tr	Ps	Pk	WvH	oben	Mitte	oben	Mitte	oben	Mitte				
1	—	2	0,25	—	2	12,3	—	—	260,8	289	331	275,2	220,9	280,8	341	nach 28 Tagen i. d. Kanal
1	—	2	0,25	—	2	12,3	—	—	281,5	282,1	341	342	220,9	244,6	338	mit Inertol
1	—	2	0,25	—	2	12,3	179	194,6	207,1	240,2	290	300	186,5	255,8	315	nach 3 Tagen i. d. Kanal
1	—	2	0,25	—	4	11,6	—	—	203,4	219,6	259,9	234,6	164,6	219,6	294,7	
1	—	2	0,25	—	4	11,6	—	—	184,0	193,1	260,2	240,2	151,5	193,3	245,2	wie oben
1	—	2	0,25	—	4	11,6	126,8	145,8	195,7	199,0	234,6	208,8	115,8	177,8	247,1	
1	—	3	0,5	—	5	12,0	—	—	133,7	145,5	184	172,8	75,6	128,7	193,9	
1	—	3	0,5	—	5	12,0	—	—	133,4	147,1	190,2	174,6	76,2	145,8	193,4	wie oben
1	—	3	0,5	—	5	12,0	—	—	127,7	148,3	163,4	190,8	—	146,4	188,5	
1	—	4	0,75	—	6	12,5	—	—	115,2	100,0	123,4	105,8	42,8	90,0	134,6	
1	—	4	0,75	—	6	12,5	—	—	99,4	102,5	139	134,6	40,7	98,4	150,8	wie oben
1	—	4	0,75	—	6	12,5	111,9	56,6	93,4	100,0	114,6	107,0	41,6	99,3	158,7	
1	4	—	—	—	—	9,0	—	—	242,5	305,9	353	335	242,1	304,6	397	
1	4	—	—	—	—	9,0	—	—	314,6	305,9	357	325,9	241,5	297,7	331,9	wie oben
1	4	—	—	—	—	9,0	244,6	238,3	274,0	245,0	335	306,3	291,5	335,2	369,1	
1	6	—	—	—	—	8,3	—	—	239,0	282,7	227,1	235,8	187,1	232,7	314,3	
1	6	—	—	—	—	8,3	—	—	175,8	205,8	205,2	254,6	149,5	217,7	286,5	wie oben
1	6	—	—	—	—	8,3	182,1	180,3	245,2	222,8	290,2	247,7	152,0	235,9	319	
1	8	—	—	—	—	7,5	—	—	174,6	159,6	194,3	185,2	137,7	178,0	228,3	
1	8	—	—	—	—	7,5	—	—	154,0	136,2	150,8	188,4	96,2	147,1	207,1	wie oben
1	8	—	—	—	—	7,5	112,4	128,7	146,5	161,8	199,6	202,1	130,2	156,5	252,1	
1	10	—	—	—	—	6,8	—	—	119,9	122,7	224	165,2	80,8	96,9	184,6	
1	10	—	—	—	—	6,8	—	—	80,6	88,4	200,4	194,6	62,6	—	174,6	wie oben
1	10	—	—	—	—	6,8	80,6	88,4	—	—	171,5	160,9	91,3	—	186,5	
1	4	—	0,25	—	—	9,0	—	—	—	—	347	353	234,6	—	388	
1	4	—	0,25	—	—	9,0	—	—	—	—	405	396	207,1	—	343	wie oben
1	4	—	0,25	—	—	9,0	259	267,7	371,0	300,0	285,2	290,2	265,2	334	345	
1	6	—	0,25	—	—	8,5	—	—	254	305	231,5	234	142,3	252	322	
1	6	—	0,25	—	—	8,5	—	—	215	265	301	285,2	149,5	276	300,7	wie oben
1	6	—	0,25	—	—	8,5	166,5	173,1	296	308	221,5	269	186,5	313	349	
1	8	—	0,5	—	—	8,0	—	—	199	203	250,2	222,1	106,9	207	256	
1	8	—	0,5	—	—	8,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	wie oben
1	8	—	0,5	—	—	8,0	104	126,2	190	218	220,9	185,9	130,0	213	205,7	
1	10	—	0,75	—	—	7,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1	10	—	0,75	—	—	7,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	wie oben
1	10	—	0,75	—	—	7,3	70,1	70,6	146	134	194,6	152,7	73,2	178	207,7	

änderung. Vielleicht war in diesem Falle eine Kalkaufnahme Grund der Zerstörung gewesen. Im Gang befindliche umfangreiche Versuche sollen uns über diese Frage Klarheit verschaffen. Daß man das Problem der Erstellung salz-, säure- und laugenfester Betonbauten auch von einer ganz anderen Seite anpacken kann, zeigen die Bemühungen der Prodorit A.-G., die einen organischen Zement als Bindemittel auf den Markt bringt. Natürlich fehlen bei diesem neuen Produkt erst recht die Erfahrungen, einmal nach der Richtung der Anwendbarkeit als Baustoff überhaupt und weiter hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit gegen chemische Agentien im besonderen.

Wie dem auch sein mag, ich möchte den Ausdruck des Bedauerns nicht unterdrücken, daß die großzügige Weiterentwicklung des Zementbegriffes, also Schaffung der Zemente vom Typus der Schmelz- oder Elektrozemente und der organischen Zemente vom Typus des Prodorites, nicht unserer deutschen Zementindustrie zu danken ist, sondern daß wir nach dieser Richtung hin bislang aufs Ausland angewiesen waren. Diesem Bedauern möchte ich die Hoffnung und den Wunsch anschließen, daß die deutsche Zementindustrie die Verbraucherkreise nach dieser Richtung hin recht bald vom Ausland unabhängig machen möge.

Solange uns aber der Idealzement noch fehlt, sind wir darauf angewiesen, die Lebensdauer unserer Bauten durch Verwertung der Erfahrungen über geeignete Mischungsverhältnisse, Zuschlagstoffe, Dichtungsmittel usw. zu verlängern.

ZERSTÖRUNG VON BETONBAUTEN DURCH CHEMISCHE ANGRIFFE UND KONSTRUKTIVE ABWEHRMASSNAHMEN.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung 1925 des Deutschen Beton-Vereins.

Von Dipl.-Ing. Hermann Goebel, Oberingenieur der Badischen Anilin- und Soda-Fabrik Ludwigshafen a. Rhein.

Der Techniker hat das größte Interesse daran zu erfahren, ob es möglich sei, durch irgendwelche Kombinationen ein Mittel zu finden, das den Beton gegenüber den Angriffen chemischer Agenzien durchaus widerstandsfähig macht. Aber der Wunsch, ein solches absolutes Mittel zu erhalten, ist doch nur ein Extrem, eine äußerste Erwartung. Man wird auch schließlich damit zufrieden sein, wenn es durch irgendwelche Maßnahmen gelingt, diese Angriffe hinauszuziehen. Auch ein solches Hinausziehen ist schon von besonderer Bedeutung und Wichtigkeit, wenn anders eine vollständige Konservierung nicht gelingen mag. Der Grund hierfür liegt auf wirtschaftlichem Gebiete, ist in der Senkung der Unterhaltungskosten zu suchen. Im Werk Oppau allein beläuft sich der Schaden durch Angriffe chemischer Agenzien auf Beton jährlich auf ungefähr 250 000 M., innerhalb der gesamten Anilinfabrik einschließlich des Leunawerkes dürfte ein Ausfall von einer Million Mark nicht zu hoch gegriffen sein. Es ist mir nicht bekannt, wie hoch sich der Schaden in den anderen chemischen Fabriken beläuft, die unserm Konzern angehören, sicher ist derselbe alljährlich auf mehrere Millionen anzuschlagen. Faßt man den Kreis aber noch weiter, zieht man ganz allgemein alle chemischen Angriffe und deren Zerstörungen auf Beton überhaupt heran, dann mag wohl der alljährliche Ausfall eine ungeheure Summe ausmachen.

Man wird daher verstehen, daß schon ein Hinausziehen der Zerstörungen die Kosten der Bauunterhaltung ganz bedeutend herabzusetzen vermag. Und vom wirtschaftlichen Standpunkt aus ist die Frage in erster Linie zu behandeln, ist sie von besonderem Interesse und Wichtigkeit. Gerade heute!

Die Versuche im Laboratorium und die Beobachtungen am bestehenden Objekt haben nun zwei Hauptmomente ergeben, welche bei allen Konstruktionen beachtet werden müssen, die dem Angriffe chemischer Agenzien ausgesetzt sind. Wenn es auch gar keinem Zweifel unterliegt, daß die Zusammensetzung des Betons in bezug auf Art des Zementes, in bezug auf Wahl des Zuschlages, auf Wasserzusatz und namentlich auch in bezug auf Inbetriebnahme der fertiggestellten Konstruktion von allergrößter Bedeutung für seine Widerstandsfähigkeit an sich ist, so ist doch der ragende Punkt, die sorgfältige, sorgfältigste Abhaltung aller derjenigen Agenzien von der eigentlichen Betonkonstruktion, welche durch chemische Umsetzungen irgendwelche Zerstörungen hervorrufen können. Wir müssen also bei all diesen Konstruktionen eine Materialfrage und eine konstruktive Frage beachten. Werden beide zusammen in der richtigen Weise gelöst, dann erst wird es möglich sein, die Zukunft des Bauwerkes sicherzustellen, dann erst werden die Schäden auf ein Minimum herabgedrückt werden können.

Bei einem Schornsteine nun, der zur Abführung nitroser Gase diente, war nach kürzester Zeit der Kalkmörtel der Fugen derartig zerstört, daß dieses Bauwerk abgetragen werden mußte. Die Zerstörung ging hauptsächlich von den Abschrägungen des Futters aus, wo sich Kondensate der Abzugsgase ablagern konnten. War das alte Bauwerk aus gewöhnlichen säurefesten Steinen erstellt, so wurde das neue durchaus in säurefesten Klinkern und Zementmörtel, Mischungsverhältnis 1 : 3, wieder aufgeführt. Auf die Wahl des Mischungsverhältnisses komme ich später noch zurück. Damals (die Wiederherstellung dieses Schornsteines geschah gleich zu Beginn unserer Versuche) hatten wir noch keinen weiteren Einblick und begnügten uns daher mit dem bisher allgemein als ausgezeichnet anerkannten Mischungsverhältnis 1 : 3. Wichtig war die Wahl des Zementes. Die Beobachtungen im Laboratorium und die Versuche am Objekt selbst haben ergeben, daß die kalkarmen Zemente bedeutend widerstandsfähiger gegen Angriffe säurehaltiger Kondensate sind. Wir wählten deshalb hier einen kalkarmen Hochofenzement. Die Untersuchung im Laboratorium stellte einen Kalkgehalt von nur 55 vH fest. Das doppelte, säurefeste Futter wurde vollständig in Salpetersäurekitt, dem sogenannten Steulerkitt (ein Wasserglaspräparat), vermauert. Die Abtreppungen dieses Futters wurden durch einen schräg abfallenden Trachytstein ausgeglichen. Der auf einem Lehmlager ruhende Stein war an seinem auskragenden Teil mit einer Tropfnase versehen, um die Kondensate sofort abzuführen und sie von der Mauerung fern zu halten (Abb. 1). Trachyt wurde in unseren Laboratorien auf Säurebeständigkeit untersucht und eine sehr hohe Widerstandsfähigkeit festgestellt. Außerdem wurden die Außenflächen des Schornsteines gegen Angriffe von außen noch dadurch geschützt, daß die Fugen des Mantels etwa 1 cm tief ausgekratzt und ebenfalls mit Säurekitt behandelt wurden. Das gesamte Mauerwerk wurde zuletzt noch mit zweimaligem Inertolanstrich versehen. Trotz der sorgfältigsten Arbeit ist es nicht gelungen, das Futter so dicht zu halten, daß keine Kondensate hindurchgehen konnten. Diese sind nunmehr wieder in den Zementmörtel eingedrungen und sind eben dabei, ihr Zerstörungswerk von neuem aufzunehmen. Haben wir auch hier nur einen mäßigen Erfolg zu verzeichnen, so haben wir doch schon einen gewissen Überblick über Art und Dauer des Zerstörungsprozesses gewonnen und wir können daher heute schon sagen, daß sich ein Abbruch dieses Schornsteins, wie bei der ersten Ausführung, voraussichtlich nicht als notwendig erweisen wird, daß wir hier vielmehr mit gewöhnlichen Reparaturen durchkommen werden. Außerdem ist dieser Zerstörungsprozeß ganz gehörig verlangsamt. Durch das verlängerte Zeitmaß sind demnach wirtschaftliche Werte gewonnen worden. Bei einer Neuanlage würden wir unser Augenmerk auch noch auf die Fugenstärke richten. Wir haben bei diesem Bauwerk noch die übliche Fugenstärke von 1 cm eingehalten, würden aber jetzt weit unter diesen Betrag gehen, nachdem die säurefesten Klinkersteine vorher aufgeschliffen worden wären. Die höheren Anlagekosten dürften sich rentieren.

Abb. 1.
Schornstein zur Abführung nitroser und chlorhaltiger Gase.

Hat es sich in diesem Falle um Gase allein gehandelt, die zwar z. T. eine Kondensierung erfuhren, so greifen bei den Kanälen sowohl Gase als auch Flüssigkeiten an. Hier handelt es sich um ein Gemisch aller möglichen Agenzien, aus welchem Umstande wohl eine Steigerung der Angriffe hervorgehen dürfte. War auch der geschlossene Eisenbetonrahmen der Konstruktion seitlich und an der Sohle durch sogenannte Knauffsche Platten geschützt, so blieb doch die Decke frei und ohne jeden weiteren Schutz direkt den Angriffen des anfallenden Gasgemisches ausgesetzt. Sie wies daher bedeutende Zerstörungen auf. Der die Eiseneinlagen umgebende Beton war vollständig verschwunden und diese selbst fast ganz zerstört. So bestand die Gefahr eines Einsturzes, der für das Werk Oppau eine Katastrophe bedeutet hätte, da unmittelbar hieraus die Stillegung des Werkes hervorgegangen wäre. Auch die durch den ständigen Wechsel des Wasserspiegels verschieden beanspruchten ausgekleideten Seitenwände waren, trotz dieser Auskleidung, stark angegriffen. Es war, trotz einer vorzüglich und sorgfältig überwachten Arbeit, nicht gelungen, die Knauffschen Platten so zu verlegen, daß der säurefeste Kitt der Fugen überall dicht hielt. Die Flüssigkeit wird wohl durch feine Risse im Mörtel in diesen eingedrungen sein und ihren Weg dann weiter in die eigentliche Betonkonstruktion genommen haben. Unter Bildung von Gips wurde der Plattenbelag z. T. abgesprengt und der anstehende Beton dadurch freigelegt. Der weiteren Zerstörung der Seitenwände war damit Tür und Tor offen. An vielen Stellen wurde die Beobachtung gemacht, daß zwar der Plattenbelag noch gut erhalten, der dahinterliegende Beton jedoch vollständig zerstört war. Man darf sich also in solchen Fällen nicht allein durch das Aussehen bestimmen lassen. Eine sorgfältige Untersuchung muß daher viel weiter gehen und sich auch auf solche Teile erstrecken, welche äußerlich noch keine Zerstörung erkennen lassen.

Wir haben auch in diesem Falle in erster Linie konstruktive Maßnahmen getroffen, um das Bauwerk zu konservieren. Es wurden die zerstörten Teile abgeschlagen und sorgfältig ausgekratzt. Infolge des Umstandes, daß der Plättchenbelag keine wirkliche Sicherheit gegen Angriffe bot, wurde auch er vollständig herausgenommen. Diese Maßnahme hatte noch andere Gründe. Wir haben an den verschiedensten Objekten, die den Angriffen sulfathaltiger Agenzien ausgesetzt waren, die Beobachtung gemacht, daß der Zerstörungsprozeß auch dann noch fortschreitet, wenn das Objekt selbst längst nicht mehr diesen ausgesetzt ist. Der im Beton noch zurückgehaltene sulfathaltige Flüssigkeitsrest wittert eben noch längere Zeit nachher aus und seine Kristallbildung zerstört unter Treiberscheinungen auch noch weiterhin den Beton. Man wird also nach dem Entfernen des angegriffenen Betons immer noch so lange mit der Erneuerung warten müssen, bis solche Auswitterungen nicht mehr eintreten. Es werden gerade nach dieser Seite hin sehr viele und sehr starke Fehler gemacht. Weil eine Karenzzeit nicht beachtet wird, kommt es sehr oft vor, daß eine Wiederherstellung angegriffener Konstruktionsglieder so gut wie gar keinen Erfolg hat, daß doch der Zerstörungsprozeß weiter geht und sein Ende nicht abzusehen ist. Ist aber schließlich ein Ruhezustand eingetreten, hat man sich vergewissert, daß der Zerstörungsprozeß aufgehört hat, dann erst kann man mit der Wiederherstellung beginnen und die abgeschlagenen Betonteile ersetzen. Hier spielt nun die Wahl des Zementes ebenfalls eine große Rolle. Haben wir bereits erwähnt, daß ein kalkarmer Hochofenzement gegen Säuren widerstandsfähiger ist als der gewöhnliche Portlandzement, so möchten wir hier auf den erst kürzlich auf den Markt gekommenen Schmelzzement hinweisen, der sich namentlich gegen sulfathaltige Flüssigkeiten besonders gut zu eignen scheint. Diese Eigenschaften dürfte er wohl dem Umstande verdanken, daß sein Kalkgehalt nur höchstens 40 vH beträgt. Bei der Wiederherstellung der Kanäle war der aus der Schweiz zu beziehende Schmelzzement bezüglich seiner Eigenschaften noch nicht genügend erforscht. Es sind aber unterdessen in unseren Laboratorien eingehende Versuche angestellt und recht günstige Resultate erzielt worden. Diese Versuche sind jedoch noch nicht abgeschlossen. Wir sehen daher heute noch von einer weitergehenden Anwendung ab. In diesem Falle verwendeten wir daher wiederum bei dem Ersatz der zerstörten Betonteile einen kalkarmen Hochofenzement. Ehe jedoch mit dem Einbringen des Betons begonnen wurde, haben wir noch eine tüchtige Durchwässerung der stehengebliebenen Teile für einige Tage vorgenommen. Diese Wässerung sollte auch noch die letzten Reste der eingedrungenen Agenzien herauslaugen. Auch sollte der neu eingebrachte Beton vor Hinwegnahme seines Wassergehaltes geschützt sein. Ich möchte hier nebenbei erwähnen, daß wir ein Bestreichen von Arbeitsfugen mit Zementmilch, ehe wir mit dem Aufbringen frischen Betons beginnen, nicht für zweckmäßig halten. Wir haben recht schlechte Erfahrungen damit gemacht und weit bessere mit einer Behandlung in vorerwähntem Sinne, wobei die gute Reinigung der aufgerauhten Flächen Vorbedingung ist. Das Mischungsverhältnis des neu eingebrachten Betons war 1 : 4. Dieses Verhältnis ist nicht willkürlich gewählt, denn wir haben auf Grund der fortschreitenden Erkenntnisse aus unseren Versuchen die Erfahrung machen müssen, daß dieses sich merkwürdigerweise gegenüber den Angriffen sulfathaltiger Agenzien weit besser bewährt als ein solches von 1 : 3 oder 1 : 5. Dies gilt aber nur für einen kalkarmen Zement. Nach diesem Vorgang wurde davon abgesehen, die 15 × 30 cm Knauffschen Platten durch neue zu ersetzen. Wir stellten die neue Kanalauskleidung aus Sandsteinplatten in den Abmessungen 120 × 95 × 15 cm her (Abb. 2). Diese Sandsteinplatten waren zuvor mit heißem Teer behandelt, der in sie 3 bis 4 cm eindringt. Die Fugen selbst sind noch derartig mit Rinnen versehen, daß beim Zusammensetzen Kanäle entstehen, die mit Asphalt ausgegossen werden. Da eine Auswechslung der Decke nicht möglich war, so konnten wir sie, um ihre gestörte Tragfähigkeit zu heben, nicht anders wieder herstellen, als daß unter ihr ein Gewölbe aus säurefesten Klinkern eingezogen wurde. Der Mörtel, der bei diesem Konstruktionsglied verwendet wurde, war wiederum ein sehr kalkarmer Zementmörtel. Außerdem wurden die Fugen, die sehr klein genommen sind, mit Säurekitt behandelt. Zuletzt erhielt das Gewölbe noch einen mehrmaligen Inertolanstrich. Der nun schon seit mehreren Jahren in Betrieb befindliche Kanal hat sich ausgezeichnet bewährt. Vor allen Dingen ist festzustellen, daß die Fugen in dieser Behandlung durchaus dicht gehalten haben, außerdem sind die Fugen der Seitenplatten durch die größeren Ausmaße dieser, gegenüber den Knauffschen Plättchen, in ihrer Gesamtlänge sehr gering, führen daher die Angriffspunkte auf ein Minimum zurück.

Abb. 2. Hauptkanal (Wiederherstellung). Neue Ausführung.

Eine andere (Abb. 3) beinahe noch wichtigere Maßnahme ist aber das Einschalten von zahlreichen Lüftungsschächten, welche den auftretenden Gasen vollkommenen Abzug gestatten. Sie sind in einer Entfernung von durchschnittlich 30 m angeordnet, in ihrem ganzen Querschnitt offen und nur durch ein verzinktes Eisengitter überdeckt. Ihre Tätigkeit und ihre

Zweckmäßigkeit sind in einwandfreier Weise festgestellt. Die Abzugsgase, die sichtbar aus den Schächten entweichen, nehmen in ihrer Dichte im Laufe der Kanalstrecke ab und verschwinden schließlich ganz. Während wir früher entlang der ganzen Kanalstrecke an den Seitenwänden Niederschläge feststellen konnten, die (wie Ihnen Professor Mohr schon mitgeteilt hat) meist elementarer Schwefel waren, fehlen infolge der offenen Schächte diese Niederschläge weiterhin fast ganz.

Schließlich möchte ich darauf hinweisen, daß es durchaus nicht gleichgültig ist, nach welcher

Abb. 4.

Zeit ein den Angriffen chemischer Agenzien ausgesetzter Beton diesen überlassen wird. Die Resultate sind im Falle eines frischen Betons weit günstiger. Es wird diese Erscheinung wohl dem Umstande zuzuschreiben sein, daß alle Hohlräume noch durch eine neutrale Flüssigkeit ausgefüllt sind. Die Agenzien werden also sehr viel schwerer eindringen können, ihr Angriff wird deshalb erst spät erfolgen. Hieraus ergibt sich die Lehre, daß alter ausgetrockneter Beton, ehe er den Agenzien ausgesetzt wird, mit Reinwasser vollständig zu durchtränken ist.

Das Zuschlagsmaterial war in allen Fällen kalkarmer und kieselsäurereicher Reinkies, der durchaus hohe Festigkeitszahlen ergab.

Anders waren die Verhältnisse bei den Baukändeln gelagert. Diese sind Konstruktionen, welche zwar eine ähnliche Ausbildung haben und schließlich auch denselben Zwecken dienen

Abb. 3. Zementversuche der B.A.S.F. Einlagerung der Betonwürfel 20/20/20 cm im bestehenden Kanal.

wie die Kanäle, sie sind aber nach oben durchaus offen, so daß die entstehenden Gase überall sofort abziehen können. Ein Angriff wird also nur durch Flüssigkeiten verursacht. Während hier die Sandsteinschalen der Sohle nicht angegriffen wurden, erfolgten jedoch bedeutende Zerstörungen unmittelbar über diesen. Der Beton wurde hier in großen Stücken zerstört und durch die stark fließenden Abwässer weggespült. Außerdem waren die Fugen der Sandsteinschalen nicht dicht. Sie ließen die Flüssigkeit hindurch, welche damit in den Beton eindringen konnte.

Die angegriffenen Stellen (Abb. 4) wurden nun in derselben Weise entfernt, wie es beim Kanal geschehen ist. Hier aber haben wir die Beobachtung am Objekt gemacht, wie sehr vielmehr ein schlechter Beton angegriffen wird, als eine fettere und dichtere Mischung (Abb. 4). Die unmittelbar den Kandel tragenden oberen Schichten sind im Mischungsverhältnis 1 : 6 ausgeführt, während die tieferen ein solches von 1 : 10 besitzen. Nachdem auch hier alle angegriffenen Stellen auf das sorgfältigste

Spannriegel
Planie
Beton M.V. 1:6
Kanal
Geteerter Sandstein-Kandel
Zerstörungen
Stampfbeton Mischung 1:10
Mit Asphalt ausgegossene Röhren
Geteerte Sandsteinplatte
Tonschale in Lehm Verlegt

Der Kandel dient zur Aufnahme stark mit Wasser verdünnter Sulfatlaugen.

Die schadhaften Stellen der Seitenwände wurden entfernt, der Kandel auf seine ganze Länge mit geteerten Sandsteinplatten ausgelegt.

Die Fugen sind so ausgebildet, daß bei Übereinanderlagerung der Platten Röhren entstehn, welche mit Asphalt ausgegossen werden.

Abb. 5. Baukandel zur Abführung von Sulfatlaugen.

entfernt waren, wurde mit der Wiederherstellung der Konstruktion begonnen. Infolge der Einfachheit des Mauerprofils und infolge der Größe der zerstörten Stellen konnte von einer Verankerung des neu aufgebrachten Betons in den stehengebliebenen Rest durch Eiseneinlagen abgesehen werden. Wir haben lediglich diesem solche Formen gegeben, daß der neu einzubringende Beton eine gute und sichere Lagerung erhalten mußte.

Infolge des Sulfatgehaltes der eingedrungenen Flüssigkeit auch hier wiederum ein Abwarten, bis selbst eine nur geringe weitere Auswitterung nicht mehr beobachtet werden konnte. Wiederum kalkarmer Hochofenzement. Aber die Seitenwände der Kändel wurden nicht mehr in Beton ausgeführt. Vielmehr griffen wir auch hier zu den bereits erwähnten Sandsteinplatten, welche eine ähnliche Abmessung und Ausbildung besitzen wie diejenigen im Hauptkanal (Abb. 5). Unter die Fugen der Sandsteinsohlen haben wir jedoch noch Tonschalen von halbkreisförmigem Querschnitt gelegt, welche den Zweck haben, bei einem etwaigen Undichtwerden der Fugen die anfallenden Flüssigkeiten sofort abzuführen, ohne daß es denselben möglich ist, in die Betonkonstruktion einzudringen. Außerdem haben wir diese Schalen selbst noch in Lehm verlegt, um nach jeder Richtung hin gesichert zu sein, daß auch nur ein kleiner Betrag von Sickerwasser in den Beton eindringen könnte.

Andere Angriffe wurden bei Stützen beobachtet, welche aus säurefesten Klinkern in Zementmörtel gemauert waren. Diese Stützen dienten zur Aufnahme einer eisernen Bühne, auf welcher Kessel ruhten, die mit Schwefelsäure gefüllt waren. Durch Undichtigkeiten dieser Behälter kam es des öfteren vor, daß auf der Bühne Säure stand, die ihren Weg dann weiter in die Pfeiler fand. Wurden hier zwar die säurefesten Klinker nicht angegriffen, so geschah dies doch mit dem Zementmörtel. Der Kalk bildete mit der Schwefelsäure wiederum Gips, der unter Volumenvermehrung herauskristallisierte und die bereits besprochenen Treiberscheinungen veranlaßte. Diese waren nun solcher Natur, daß sie ein Absprengen von großen Partien der Mauerwerksteile verursachten. Es lag hier eine hohe Einsturzgefahr vor, weil die an sich sehr stark überbeanspruchten Pfeiler keine Verringerung ihrer Dimensionen vertrugen. Nach Sicherung der Bühne durch Unterbolzungen ging man daran, die zerstörten Mauerwerksteile herauszuschlagen. Auch hier ergab das Einhalten der Karenzzeit ein

Abb. 6.

weiteres Absprengen, und in manchen Fällen mußten wir den Pfeiler überhaupt ganz entfernen.

In den Fällen aber, wo ein Kern stehen bleiben konnte (Abb. 6), wo auch nach Wochen keine weiteren Absprengungen eintraten, in diesen Fällen wurde der stehengebliebene Kern mit einem Eisengestell ummantelt und die abgeschlagenen Mauerwerksteile durch eine Betonmischung 1 : 4 ersetzt. Der verwendete Zement war wiederum ein kalkarmer Hochofenzement. Der Pfeiler erhielt einen mehrmaligen Inertolanstrich. Die Abdeckung wurde in sorgfältiger Weise ausgeführt.

Während früher die eisernen Konstruktionsteile direkt auf dem Mauerwerk aufsaßen, also die auftretende Säure ohne weiteres Zutritt zu diesem hatte, wurde bei der Wiederherstellung eine Sandsteinplatte eingeschaltet, die als Kragplatte mit Tropfnasen ausgebildet wurde (Abb. 7). Außerdem wurden unter die Fugen dieser Platte ebenfalls Ablaufrinnen eingelegt, die aus Sandstein bestehen. Um auch ein etwaiges Durchsickern der Säure von diesen Rinnen aus zu vermeiden, verlegten wir dieselben auch hier in Lehm. Wir haben dann auch noch weiter einen 50 cm breiten, ebenso tiefen Graben um die Pfeiler gezogen, welcher mit Kalkschotter ausgefüllt ist. Diese

Anordnung hat den Sinn, daß etwa herabtropfende Schwefelsäure abgestumpft wird, daß die Gipsbildung also außerhalb des Bauwerkes geschieht. Wir haben diese Pfeiler, etwa 20 an

Bühne zur Aufnahme von Behältern und Leitungen für Schwefelsäure und Sulfatlauge.

Die angegriffenen Mauerteile wurden entfernt. Der stehengebliebene Pfeilerkern mit einer Eisenbetonkonstruktion ummantelt (Mischung = 1 : 4), mit Glattstrich versehen und durch doppelten Inertolanstrich nach außen geschützt.

Um das Mauerwerk vor herabrinnender Säure oder Lauge zu schützen, wurden die Pfeiler durch eine auskragende Sandsteinplatte abgedeckt, wobei Tropfnasen angeordnet wurden.

Zur Abstumpfung der in den Boden gelangenden Säure wurde der Pfeiler mit einem Kalksteinschlag umgeben.

Abb. 7. Tragpfeiler einer Bühne (Eisenkonstruktion).

der Zahl, alle durch die vorbeschriebenen Maßnahmen wieder hergestellt und ausgezeichnete Erfahrungen damit gemacht. Bis heute haben wir keine weiteren Angriffe zu verzeichnen,

Abb. 8.

und es ist zu hoffen, daß diese Konstruktionen nunmehr eine längere Lebensdauer haben als ihre Vorgänger.

Die großen Türme, in welchen Salpetersäure entweder hergestellt oder aufbewahrt wird, standen z. T. auf Fundamenten, welche vollkommen massiv ausgebildet waren. Entweder waren diese vollständig aus Stampfbeton oder aus säurefesten Klinkern und Zementmörtel aufgeführt. An sich handelt es sich um geschlossene Behälter, die nach außen hin vollständig dicht sein sollen. Es ist hier nun verschiedene Male vorgekommen, daß diese Behältertürme undicht wurden, und

Abb. 9.

die Säure, durch geringe Risse in der Bodenplatte, ungehinde[rt] in das Fundament eintreten konnte. In einem Fall, der m[ir] dadurch bekannt geworden ist, daß ein uns befreundetes We[rk] mich als Gutachter erbat, war außen nicht das geringste A[n]zeichen der inneren Zerstörung bemerkbar. Man wurde ledi[g]lich dadurch aufmerksam, als auch die Betonplatte, welc[he] zwischen den einzelnen Türmen durchgeführt war, starke Z[er]störungen aufwies. Wir haben in diesem Falle eine Öffnu[ng] der Turmfundamente verlangt, die eine nahezu vollständige Zerstörung dieser ergab. Es war verwunderlich, daß das Bauwerk noch den großen Lasten gegenüber standhielt. Wir haben solche Bauten dadurch konserviert, daß wir auch bei ihnen wie in den bereits angegebenen Fällen verfuhren. Außerdem wurden die Fundamente durch Gänge und Öffnungen durchstoßen, die immerfort einen Einblick in die Vorgänge unter der Platte des Turmes gewähren. Schließlich haben wir auch

Abb. 10.

noch eine Vorbeugungsmaßnahme getroffen, welche da[rauf] zielte, die anfallende Tropfsäure überhaupt vor ihrem Eint[ritt] in die Fundamente abzufangen.

Bei so hohen Bauten (Abb. 8), wie es Salpetersäuretür[me] sind (sie haben meist eine Höhe von 25 m und einen Dur[ch]messer von 6 m), tritt naturgemäß ein starker Flüssigkei[ts]druck auf. Die Fugen der einzelnen Granitquader können a[ber] keine andere Dichtung vertragen als Asbest, der seitlich e[in]gekeilt wird. In fast keinem Fall gelingt es, die Wände [so] vollkommen abzudichten, daß auch nicht ein Rest von Sä[ure] hindurchgeht. Man kann hier schon von einer ausgezeichne[ten] Arbeit sprechen, wenn täglich 1 m³ Tropfsäure anfällt. M[an] kann sich leicht einen Begriff machen, was mit den Fun[da-]

menten geschieht, wenn man ein solches Quantum ungehindert in diese eintreten läßt. In Kürze ist der letzte Rest Kalk herausgezogen und zwischen den einzelnen Teilen besteht kein Zusammenhang mehr. Wir trafen in erster Linie stark vorbeugende Anordnungen, welche den Zutritt der Säure verhinderten.

Als eine überaus wertvolle Einrichtung (Abb. 9) haben sich Tonschalen erwiesen, welche sowohl seitlich den ganzen Turmumfang entlang geführt wurden als auch im Innern der Plattenfugen angeordnet sind. Die seitlich angebrachten Rinnen nehmen die am Umfang des Turmes auftretende und herabrinnende Säure auf und führen diese durch eine geschickt angebrachte Abtreppung nach dem Innern, wo eigene säurefeste Behälter aus Ton die durch sämtliche Rinnen abgeführten Flüssigkeiten aufnehmen. Natürlich muß täglich für eine Entleerung dieser Behälter gesorgt werden. Allerdings bedürfen so bedeutende Bauten, wie es Salpetersäuretürme sind, einer besonderen Sorgfalt und Pflege. Hier kann man bei der Wiederherstellung zerstörter Betonglieder von einer Karenzzeit absehen, weil die absprengenden Eigenschaften fehlen, die durch eine Auskristallisierung des durch eingedrungene Sulfate entstehenden Gipses verursacht werden. Ist die Zerstörung durch Sulfate ein an sich langsam verlaufender Prozeß, so äußert sich die Wirkung der Salpetersäure viel rascher. Sie kann schneller erkannt werden dadurch, daß der Beton schon bald nach dem Angriff Zerstörungs- und Zersetzungserscheinungen zeigt, die nach dem Entfernen der angegriffenen Teile nicht weiter um sich greifen. Es dürften daher die Angriffe durch Sulfate heimtückischer und ihre Behebung als sehr viel schwieriger zu betrachten sein.

Ich möchte nun zum Schlusse noch auf Zerstörungserscheinungen (Abb. 10) an einem Bauwerk aufmerksam machen, das seinem Zweck nach nichts mit chemischen Agenzien zu tun hat und in weiter Entfernung von Fabrikationsbauten gelegen ist. Es handelt sich hier um eine Koksbrechereianlage, welche in der Nähe des Rheines gelegen ist. Dieselbe besitzt

Abb. 11.

eine sehr tiefe Grube von 70 m² lichter Grundfläche. Diese Grube reicht noch in das Grundwasser ein und wurde seinerzeit vollkommen wasserdicht erstellt. Nach einigen Jahren wurden an den Innenwänden von einer bestimmten Linie ab eigentümliche Zerstörungserscheinungen wahrgenommen, die bei eingehender Untersuchung sich als sehr ernst herausstellten. Nachdem die hohlklingende Stelle des Putzes abgeschlagen war, konnten größere Partien der Betonwandung mühelos herausgenommen und entfernt werden. Die sofort einsetzende chemische Untersuchung ergab Auftreten von Gipskristallen bei Treiberscheinungen. Die weitere Untersuchung lieferte nun das überraschende Resultat, daß diese Zerstörungen auf das sulfathaltige Grundwasser zurückzuführen waren, und daß sie nur auftraten innerhalb dessen Steigungs- und Senkungsbereiches. Darüber hinaus war auch nicht die Spur einer Zerstörung zu bemerken, ebenso erwies die spätere Öffnung und Freilegung der Fundamente des Bauwerkes keine weiteren

Abb. 12.

Angriffe unterhalb des tiefsten Grundwasserstandes. Von hier ab nach unten war der Beton ebenso tadellos erhalten und nicht angegriffen wie oberhalb des höchsten Standes. In diesem Falle, wo die chemische Untersuchung eine Anreicherung des Grundwassers mit Sulfaten festgestellt hatte, war also auf Grund des bereits Gesagten sehr viel mehr sorgfältig zu verfahren, als bei Angriffen durch andere Agenzien. Wie bereits erwähnt, wurde sofort an die Freilegung der Fundamente herangetreten. Hier war ein sofortiges Handeln dringend geboten, um so mehr, als man zwar den Grund der Zerstörung erkannt hatte, aber nicht wußte, welche Tragfähigkeit der Konstruktion noch zukam und diese ein bedeutendes Bauwerk trug und große Lasten zu übertragen hatte.

Abb. 13. Becherwerksgrube einer Koksbrecherei.

Es wurde hier in Etappen (Abb. 11) gearbeitet. Stück für Stück des angegriffenen Betons wurde entfernt und durch

neuen ersetzt, der wiederum aus kalkarmem Hochofenzement, Mischung 1 : 4, bestand.

Die durch das Herausnehmen einzelner Partien in einzelne Quader aufgelöste Konstruktion wurde dadurch in ein inniges Verhältnis zum neu eingebrachten Beton gebracht, daß auch hier, wie ich schon vorher bei anderen Wiederherstellungsarbeiten gezeigt habe, wiederum eine Eisenumgitterung angeordnet wurde (Abb. 12). Dann wurde das zwischen denselben liegende Stück herausgenommen und in derselben Weise behandelt. Der durch einen wasserdichten Putz abgeglättete Beton erhielt noch einen mehrmaligen Inertolanstrich.

Um nun hier (Abb. 13) noch besonders gegen weitere spätere Angriffe gesichert zu sein, die hier nur schwer erkennbar und erst, nachdem schon bedeutende Glieder und Teile zerstört sind, wahrgenommen werden können, haben wir außen auf die überstehende wohl erhaltene Fundamentplatte noch eine kleine einsteinstarke Mauer in der Höhe des Bereiches der Grundwassersenkung und -steigung aufgeführt und in den 50 cm breiten Raum zwischen dieser Mauer und der Grubenwand noch einen Lehmschlag eingeführt, welcher so dicht gestampft wurde, daß voraussichtlich ein Herankommen des sulfathaltigen Grundwassers an die eigentliche Betonkonstruktion ausgeschlossen sein dürfte. Wie sich diese Anordnung bewährt, muß erst die Zeit lehren. Wir sind gerade dabei, die letzten Arbeiten auszuführen. Ich glaube aber auf Grund unserer Erfahrungen heute schon voraussagen zu können, daß sich diese Maßnahmen gut bewähren werden, wenigstens wird der Angriffsprozeß bedeutend verlangsamt sein.

Ich könnte natürlich noch eine Fülle ähnlicher Zerstörungserscheinungen vorführen, die alle auf dem Angriff chemischer Agenzien beruhen. Ich glaube jedoch, daß die vorgeführten Fälle genügen, um einesteils klar zu machen, wie schwer der Kampf des Ingenieurs gegenüber solchen Erscheinungen ist, andererseits aber gestaltet sich die Wiederherstellung im großen und ganzen überall in der angegebenen Weise. Das beste Mittel ist immer die Vorbeugung, die peinliche Abhaltung aller derjenigen Stoffe, welche auch nur im entferntesten einen Angriff verursachen könnten.

Vielleicht wundert sich der eine oder andere, daß wir bei all diesen Wiederherstellungsarbeiten dem Beton keinen Traßzusatz gegeben haben. Traß wird ja heute wieder sehr stark angeboten und von manchen geradezu als ein Allheilmittel angepriesen. Unsere Untersuchungen haben sich selbstverständlich auch nach dieser Richtung bewegt. Das Resultat war für kalkarmen Zement recht dürftig und durchaus unbestimmt und unsicher. Eine einwandfreie Feststellung haben wir bei Traßzusatz nicht erreicht, und zwar um so weniger, als es sich in diesen Fällen durchaus um sehr fette Mischungen handelt. Außerdem fallen für kalkarmen Zement die beiden dem Traß zugeschriebenen Eigenschaften fort, nämlich daß er einesteils den überschüssigen Kalk des Zements bindet, anderteils das Gefüge des Betons dicht macht. Ein Grund, nach der Richtung Traßzusatz weitere Versuche anzustellen oder ihn anzuwenden, ist daher für uns nirgends gegeben, und zwar um so weniger, als wir jederzeit kalkarmen Zement zur Verfügung haben. Fassen wir nun die Erfahrungen zusammen, welche der wissenschaftliche, im Laboratorium gemachte Anbau, welche das Objekt in Wirklichkeit uns gaben, dann müssen wir, auf dem Boden einer voraussetzungslosen Forschung stehend, in freier Umformung der Sentenz: „Gegen den Tod ist kein Kräutlein gewachsen", resigniert bekennen: „Gegen den Angriff chemischer Agenzien ist kein Zement erzeugt". Immerhin, diese Versuche, Beobachtungen und Wiederherstellungsarbeiten haben insofern ein positives Resultat ergeben, als sie in eindeutiger Weise, gestützt auf mannigfachste Kombination, gestützt auf alle erdenklichen äußeren Hilfsmittel und auf die ununterbrochene Zusammenarbeit von Chemiker und Ingenieur, Klarheit gebracht haben in Vorgänge, welche bislang nicht vollständig erforscht waren. Versuche im großen und Anwendung im großen gingen hier Hand in Hand. Steht am Ende eines langen Weges auch ein „non possumus", so ist doch schon durch diese Gewißheit, durch diese Erkenntnis sehr viel gewonnen. Man wird ein unfruchtbares, kostspieliges Ausprobieren nicht mehr weiterführen, man wird ein Feld verlassen, das keine Früchte mehr bringen kann. Aber man wird durch diese Einsicht eine neue Aussicht gewonnen haben. Der Blick ist schon auf andere Mittel gerichtet. Es werden voraussichtlich andere Materialien sein, welche vielleicht die Eigenschaften haben, welche dem Zement nicht zukommen. Professor Mohr hat bereits von dem Prodorit-Produkt gesprochen, das bald auf den Markt kommen wird. Alle unsere Hoffnungen sind darauf gerichtet.

Ich kann nicht schließen, ohne einen Appell an die deutsche Zementindustrie zu richten. Ich habe kurz den Schmelzzement gestreift. Die wertvollen Eigenschaften desselben übertreffen gerade in bezug auf die Angriffe sulfathaltiger Flüssigkeiten alle anderen Zemente. Wir mußten bis vor kurzem diesen Zement aus der Schweiz beziehen, weil er in Deutschland nicht zu bekommen war. Seit 1907 ist dieser Zement der deutschen Zementindustrie bekannt. Sie darf sogar stolz darauf sein, daß einer der ihren, Geheimrat Schott in Heidelberg, die grundlegenden Versuche gemacht hat. Aber sie hat nichts getan, diesen Zement in Deutschland heimisch zu machen. Sie hat vielmehr die weitere Ausarbeitung dem Ausland überlassen. Das Ausland erntet jetzt die Früchte, die uns leicht selbst in den Schoß gefallen wären. Das ist sehr bedauerlich, und zwar um so mehr, als die deutsche Zementindustrie in sich alle Voraussetzungen birgt, welche den Fortschritt gewährleisten. Sie besitzt noch dazu ausgezeichnet eingerichtete Laboratorien, die von vorzüglichen Chemikern geleitet werden. Es ist also kein Grund vorhanden, wenn es nicht Gründe des Marktes sind, warum die deutsche Zementindustrie in ihren Leistungen hinter den Leistungen des Auslandes zurückstehen sollte.

Ich hoffe, daß dieser Appell, den ich namens einer Industrie abgebe, die das allergrößte Interesse an den Erscheinungen des Zementmarktes nimmt, ich hoffe, daß dieser Appell nicht ungehört bleibt und seine starke Auswirkung auf diejenigen hat, die es angeht.

Es ist uns allen eine deutsche Angelegenheit, daß wir auch auf diesem Gebiet unsere alte bevorzugte Stellung zurückerobern, daß wir auch da wieder führend werden, wo wir es so lange gewesen sind.

DIE BAUMESSE AUF DER LEIPZIGER FRÜHJAHRSMESSE.

Im Rahmen der auf eine Jahrhunderte alte Geschichte und Entwicklung zurückblickenden Leipziger Mustermesse trat dieses Frühjahr die Technische Sondermesse auf den Plan. Allein ihr gewaltiger, hinsichtlich der Ausdehnung an vorkriegsmäßige Sonderausstellungen erinnernder Umfang legte beredtes Zeugnis ab von dem wirtschaftlichen Wiederaufleben deutschen Handels, besonders aber auch durch ihre Beschickung von der Rückkehr zu stabiler, von alten kaufmännischen Grundsätzen im Sinne hochwertiger Qualitätsarbeit getragener Wirtschaft.

In Anbetracht der zu fast bedenklicher Höhe angewachsenen Zahl von Sonderfachausstellungen und Messen im Reiche, die für den Aussteller sowohl wie für den Besucher und Käufer eine beträchtliche Mehrbelastung nach sich zieht, ist es eine berechtigte Maßnahme und ein Verdienst zugleich, das gesamte Gebiet der Technik zu gleicher Zeit und an einem Orte zusammenzufassen und zur Ausstellung zu bringen. Ist doch damit auch Gelegenheit gegeben, in erschöpfender und ergänzender Weise alle diejenigen Grenzgebiete einzelner Fachausstellungen aufzuführen, deren Geltungsbereich von de

einen in die andere hinüberreicht. In diesem Sinne war in vieler Hinsicht auch den Ansprüchen des Bauingenieurs Genüge geleistet, dessen an sich schon großes Arbeitsfeld eine große Bereicherung aus anderen technischen Fachgebieten erfährt. Und somit gewann die seit einer Reihe von Jahren als selbständige Fachausstellung wiederkehrende Baumesse erheblich an Wert.

Wie bisher stellte sie in der Hauptsache eine umfangreiche Sammlung aller für das gesamte Bauwesen wichtigen und vornehmlich gebräuchlichen Baustoffe dar, von denen wiederum die künstlichen Steine, vom einfachen Ziegel bis zu den verschiedensten Kunst- und Kunstformsteinen, ganz besonders zahlreich vertreten waren.

Wenn auch die gesamte deutsche Ziegelindustrie als offizielle Vertreterin fehlte, so gab doch das aus ihren Reihen Gebotene einen genügenden Überblick über die fortschreitende Entwicklung im Zusammenhang mit der Materialforschung und den hohen Stand dieses Industriezweiges. Als Neuerscheinungen waren zu buchen die aus reinem Braunkohlenton hergestellten Eisenklinker der Grube Ilse, Niederlausitz, für Rohbau und Verblendzwecke sowie für Pflasterungen, in Normal- und Oldenburger Format, ferner die gleichen Fabrikate vom Tonwerk Buchwäldchen in Buchwäldchen bei Cabel, Niederlausitz, sowie diejenigen der Niederlausitzer Tonwerke in Cabel. In der in Ziegelmauerwerk errichteten Meßhalle 8, deren Wandflächen und Sockel die gute architektonische Wirkung des Oldenburger Klinkers zum Ausdruck bringen, ist der Ziegelindustrie eine bleibende und beachtenswerte Fürsprecherin erstanden.

Was die Vertreter der Beton- und Zementindustrie an Baustoffen zur Schau brachten, zeigte an sich nichts Neues, zeichnete sich aber durch die Mannigfaltigkeit des Materials, der Herstellung und der Verwendung aus. Als Folgeerscheinung der stetig zunehmenden Nachfrage bzw. Produktion traten die hochwertigen Zemente diesmal besonders in den Vordergrund, und zwar handelte es sich um Fabrikate des Norddeutschen Zement-Verbandes G. m. b. H., Berlin-Wilmersdorf, des Vereins deutscher Eisenportlandzementwerke e. V., Düsseldorf, u. a. m. In näherem Zusammenhang mit dem Materialangebot stand auf weitem Plane eine große Auswahl der verschiedensten in der Beton- und Zementfabrikation zur Verwendung kommenden Maschinen. Erheblichen Anteil an dieser Sonderausstellung hatten die Maschinenfabrik Dr. Gaspary u. Co., Markranstädt, sowie die Firmen C. Lucke, Eilenburg, Dr. Bernhardi Sohn, Eilenburg, C. Ningelgen, Cannstatt-Stuttgart, u. a. m., die neben verschiedenen Arten von Betonmischmaschinen Baumaschinen der modernsten Konstruktion zur Herstellung von besonderen Formsteinen aufgeführt hatten.

Soweit der Maschinenbau in das Gebiet des Bauwesens hinübergreift, sei auch der Fördereinrichtungen Erwähnung getan, die in hohem Maße vertreten waren. Die Firma Rob. Aebi u. Co., Düsseldorf, zeigte neben ihrer Betonmischmaschine „Hansa" den Schnellbauaufzug „Hexe", der gleichzeitig mit dem Vorzug beschleunigten Betriebes den geringer Bedienung verbindet; die Firma W. Stöhr, Offenbach a. M., Spezialfabrik für Transportanlagen und Aufzüge, hatte Förderbänder ausgestellt, die auch der Beförderung von Mischgut dienen sollen.

In weiterem Sinne waren die für Großbaustellen erforderlichen Fördereinrichtungen, wie Feld- und Kleinbahnen-Lokomotiven, Kipper, Spezialwagen, Bagger, Krane, Kabelkrane, Seilbahnen usw., durch die Firmen A. Bleichert u. Co., Leipzig, Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G., Berlin, und E. Brangsch, G. m. b. H., Leipzig, in hervorragendem Maße zur Ausstellung gebracht.

Wenn auch der Eisenbau als Sondergebiet des Bauingenieurwesens auf der Technischen Messe nur geringe Ausmaße annahm, so war doch das Wenige von besonderer Bedeutung. Besonders genannt sei daher die neue dreischiffige Halle 9 „Die Maschinenschau", die die gesamte Maschinenindustrie aufnimmt und der Unterbringung schwerster Maschinen dient, sie zeigt in ihrem Inneren eine vorbildliche, moderne Eisenkonstruktion, bei deren Ausführung gleichzeitig der neue Baustahl, St. 48, der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G., Riesa a. E., Verwendung gefunden hat; dieser Stahlbau, der als größter Ausstellungsbau Deutschlands angesprochen wird, bildet somit einen eindrucksvollen und ebenfalls bleibenden Ausstellungsteil der genannten Firma. Auf den Entwurf und die Ausführung der Halle selbst, als auch auf den L.H.L.-Hochbaustahl ist bereits in mehreren Arbeiten in der Fachliteratur näher eingegangen worden (s. Literaturschau dieser Zeitschrift).

Erwähnt sei in diesem Zusammenhang der von der Firma Friedrich Krupp A.-G., Essen, ausgeführte rostfreie und säurebeständige Spezialstahl, der unter anderem bei Verwendung für Turbinenschaufeln von hoher Bedeutung ist.

In der Halle 9 hat ferner die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. eine Anzahl Materialprüfungsmaschinen aufgestellt, von denen hier Betonprüfmaschinen, Prüfmaschinen für Zug und Torsion sowie zur Erprobung des Abnutzungswiderstandes u. a. genannt sein mögen.

Auch dem Holz als Baustoff für Ingenieurhochbauten war ein besonderer Teil der Ausstellung eingeräumt. Für einige Firmen des deutschen Mühlenbaues hatte die Firma C. Kindermann, Leipzig, eine Ausstellungshalle mit einer Grundfläche von 18×24 m ausgeführt. Die hölzernen Dachbinder sind freitragend und dienen gleichzeitig der Aufnahme beträchtlicher Transmissionslasten. Ähnliche, ausgeführte Hallenbauten zeigte auch an mehreren Modellen die Firma Andreas Gansel, Bunzlau.

In die Reihe der ungebrannten Kunststeine waren einige Neuheiten eingetreten. Das Gipswerk Drohndorf in Anhalt, Verwaltung Leipzig, brachte eine ganz dünne und leichte „Fasuro"-Gipsplatte auf die Baumesse, die infolge ihrer sehr geringen Stärke das geringe Gewicht von 8 kg auf 1 m² besitzt. Ferner hatte auch das Gipsplattenwerk Visser u. Co., Elberfeld, eine neuartige Gipsdiele geliefert, die eine besondere Schenkelkonstruktion aufweist.

Auch die Glasindustrie, die sich auf der Baumesse in verhältnismäßig starkem Maße eingefunden hatte, zeigte einige neue Ausstellungen; die Deutsche Luxfer-Prismen-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Weißensee, die Aktien-Gesellschaft für Glasindustrie vorm. Friedrich Siemens, Dresden-A., und die Deutsche Prismen-Industrie G. m. b. H., Berlin-Neukölln, brachten teilweise Drahtglasbiberschwänze, sowie Glasfalzziegel und -bausteine der verschiedensten Ausführung zur Ausstellung.

Von den übrigen Baumaterialien, die namentlich im Hochbau beim inneren Ausbau eine Rolle spielen, war eine reichhaltige Auswahl vorhanden, Linoleum, fugenlose Fußböden, Dichtungsmittel, Schutzanstriche, Tapeten, Zusätze für Mörtel und Beton, Farben, Dachdeckungsarten u. a. m., all diese Materialien waren in bekannten Qualitäten, Formen bzw. Mustern vertreten, so daß sich eine besondere Aufzählung nicht erforderlich macht.

Erwähnt seien aber noch die verschiedenen Pflasterarten, die auf dem Meßgelände mit Erfolg zur Anwendung gekommen sind. Es handelt sich dabei um die Bürgersteigbefestigung aus Zechit-Hartsteinplatten und Buschbader Klinkersteinchen, sowie die Straßenbefestigung mit Mansfelder Schlacken-Pflastersteinen. Letztere eignen sich besonders zur Pflasterung von Automobilstraßen, von Hallen und Werkstätten, wo besonderer Wert auf große Härte und Festigkeit, absolute Wetterbeständigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe von Ölen und Fetten gelegt werden muß.

Alles in allem, die Baumesse als Glied der Technischen Messe, hat eine rege Beteiligung seitens der einzelnen Industriezweige gezeitigt, die die vorangegangene Messe um ein Beträchtliches übertrifft. Und es ist im Interesse der gesamten Wirtschaft zu hoffen, daß die äußeren Zeichen der Neubelebung des Wirtschaftsmarktes durch einen erstarkenden Handel gerechtfertigt werden. Möge die Technische Messe auch dazu beigetragen haben, dem Auslande Kunde zu geben von dem hohen Wert deutscher Technik, deutschen Geistes.

Rgsbmstr. Ehnert.

ZUR BERECHNUNG DREISCHIFFIGER KONTINUIERLICHER HALLENRAHMENBINDER MIT ÜBERHÖHTEM MITTELSCHIFF.

Von Dr.-Ing. H. Buchenau.

(Fortsetzung von Seite 235.)

5. Der kontinuierliche 3-fache eingespannte Rahmen, System 5.

Die Berechnung des 9-fach unbestimmten Systems erfolgt mit Hilfe des kontinuierlichen 3-fachen gelenkig gestützten Rahmens als 5-fach statisch unbestimmten Hauptsystems. Als neu hinzutretende statisch nicht bestimmbare Größen Y_6 bis Y_9 werden die Einspannungsmomente eingeführt, vgl. Abb. 22. Die Symmetrie des Systems und der Unbekannten ergibt sogen. doppelt-symmetrische Elastizitätsgleichungen. Es werden:

Abb. 22.

$$\delta_{66} = \delta_{99}$$
$$\delta_{77} = \delta_{88}$$
$$\delta_{67} = \delta_{98}$$
$$\delta_{68} = \delta_{97}$$

Bildet man die Summen der ersten und vierten, der zweiten und dritten und die Differenzen der ersten und vierten, der zweiten und dritten Elastizitätsgleichung, so lautet das Gleichungssystem:

$$(\delta_{66} + \delta_{69})(Y_6 + Y_9) + (\delta_{67} + \delta_{68})(Y_7 + Y_8) = \delta_{06} + \delta_{09}$$
$$(\delta_{67} + \delta_{68})(Y_6 + Y_9) + (\delta_{77} + \delta_{78})(Y_7 + Y_8) = \delta_{07} + \delta_{08}$$
$$(\delta_{66} - \delta_{69})(Y_6 - Y_9) + (\delta_{67} - \delta_{68})(Y_7 - Y_8) = \delta_{06} - \delta_{09}$$
$$(\delta_{67} - \delta_{68})(Y_6 - Y_9) + (\delta_{77} - \delta_{78})(Y_7 - Y_8) = \delta_{07} - \delta_{08}$$

Das sind 2 Gruppen von je 2 Gleichungen mit je 2 Unbekannten. Setzt man zur Vereinfachung jetzt:

$$Y_6 + Y_9 = X_f$$
$$Y_7 + Y_8 = X_g$$
$$Y_6 - Y_9 = X_h$$
$$Y_7 - Y_8 = X_i$$

	X_f	X_g	X_h	X_i
Y_6	$+\frac{1}{2}$	0	$+\frac{1}{2}$	0
Y_7	0	$+\frac{1}{2}$	0	$+\frac{1}{2}$
Y_8	0	$+\frac{1}{2}$	0	$-\frac{1}{2}$
Y_9	$+\frac{1}{2}$	0	$-\frac{1}{2}$	0

oder allgemeiner in der Form:

$$Y_r = \sum_{k=f}^{k=i} Y_{rk} X_k$$

$$r = 6, 7, \ldots, 9$$
$$k = f, g, \ldots, i$$

so lauten die Elastizitätsgleichungen:

$$\delta_{ff} X_f + \delta_{fg} X_g = \delta_{0f}$$
$$\delta_{gf} X_f + \delta_{gg} X_g = \delta_{0g}$$
$$\delta_{hh} X_h + \delta_{hi} X_i = \delta_{0h}$$
$$\delta_{ih} X_h + \delta_{ii} X_i = \delta_{0i}$$

Hierin bedeuten die $1 \cdot \delta_{ik}$ die virtuellen Arbeiten des Kräftezustandes $X_i = -1$ und des Verschiebungszustandes $X_k = -1$ und sind identisch mit den $\sum \delta_{rs}$ der ursprünglichen Gleichungsgruppen für die $\sum Y_r$, wie man leicht nachweist durch Entwicklung nach:

$$1 \cdot \delta_{ik} = \sum_{r=9}^{r=6} Y_{ri}\, \delta_{rk} \qquad r = 6, 7, \ldots, 9 \qquad \left.\begin{matrix} i \\ k \end{matrix}\right\} = f, g, \ldots, h$$

Für die symmetrischen bzw. antisymmetrischen Belastungszustände $X_f = -1$ bis $X_i = -1$ vereinfacht sich die Berechnung des statisch unbestimmten Hauptsystems.

Wie schon oben gezeigt, vereinfacht sich für symmetrische Belastung die Berechnung des Systems 1 gemäß

	X_a	X_c	X_d
Y_1	1	—	Y_{1d}
Y_3	—	1	Y_{3d}
Y_4	—	—	1

Für antisymmetrische Belastung wird weiter

1) $Y_1 = 0$

2) $Y_3 = 0$

3) $Y_4 = -Y_5$

aus 3) folgt:

$$X_d - X_e = -X_d - X_e$$
$$X_d = 0$$
$$X_e = Y_5 = -Y_4$$

und es bleibt der Ansatz

	X_b	X_e
Y_2	1	Y_{2e}
Y_5	—	1

Allgemein lassen sich diese Beziehungen aussprechen:

Für symmetrische Belastung werden antisymmetrische Schnittkräfte Null, symmetrische Reaktionen gleich,

für antisymmetrische Belastung werden symmetrische Schnittkräfte Null, symmetrische Reaktionen entgegengesetzt gleich.

Zur Berechnung der δ_{ff} bis δ_{ii} sind zunächst die X_f- bis X_i-Flächen festzulegen. Hierzu ist das statisch unbestimmte Hauptsystem zu berechnen für die Belastungen $X_f = -1$ bis $X_i = -1$.

Die Spannungszustände des statisch bestimmten Hauptsystems gestalten sich gemäß den Abbildungen 23 u. 24.

Abb. 23.

Abb. 24.

Für eine Systemhälfte berechnen sich:

$$E\,J_c\,\delta_{af} = -\frac{l_0'}{6} \cdot \frac{1}{2}$$
$$E\,J_c\,\delta_{cf} = +\frac{l_0'}{6} \cdot \frac{1}{2} z_u$$
$$E\,J_c\,\delta_{df} = -\frac{h_0'}{2} \cdot \frac{1}{2} h_0 - \frac{l_0'}{6} \cdot \frac{1}{2} (2 h_0 + M_{d_{\beta_\alpha}}$$
$$E\,J_c\,\delta_{ag} = +\frac{l_0'}{3} \cdot \frac{1}{2}$$
$$E\,J_c\,\delta_{cg} = -\frac{l_0'}{3} \cdot \frac{1}{2} z_u - \frac{h_1'}{2} \cdot \frac{1}{2} h_1$$
$$E\,J_c\,\delta_{dg} = +\frac{l_0'}{6} \cdot \frac{1}{2} (2 M_{d_{\beta_\alpha}} + h_0) + \frac{h_1'}{2} \cdot \frac{1}{2} M_{d_{\beta_B}}$$
$$E\,J_c\,\delta_{lh} = +\frac{l_0'}{6} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$$
$$E\,J_c\,\delta_{eh} = +\frac{h_0'}{2} \cdot \frac{1}{2} h_0 + \frac{l_0'}{6} \cdot \frac{1}{2} (2 h_0 + M_{e_{\beta_\alpha}})$$
$$E\,J_c\,\delta_{bi} = -\frac{l_0'}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$$
$$E\,J_c\,\delta_{ei} = -\frac{l_0'}{6} \cdot \frac{1}{2} (2 M_{e_{\beta_\alpha}} + h_0) - \frac{h_1'}{2} \cdot \frac{1}{2} h_1$$

Die numerische Berechnung dieser Koeffizienten erfolgt zweckmäßig nach einem Schema.

Hierauf erfolgt die Berechnung von

$$X_{kl} = \frac{\delta_{kl}}{\delta_{kk}} \quad (k = a, b, \ldots, e; \quad l = f, g, \ldots, i)$$

Die M_f^V- bis M_i^V-Flächen werden berechnet nach dem Schema:

1 – 2	k_1	k_2
A – α	M_l	$M_l - h_0 Y_{4l}$
α – β	$M_l - h_0 Y_{4l}$	$M_l - Y_{1l} + \frac{1}{2} Y_{2l} + z_u Y_{3l} - h_1 Y_{4l}$
B – β	M_l	$M_l + h_1 Y_{3l} - h_1 Y_{4l}$
δ – γ	$- Y_{1l} - z_0 Y_{3l}$	$- Y_{1l} + \frac{1}{2} Y_{2l} - c_1 Y_{3l}$
γ – β	$- Y_{1l} + \frac{1}{2} Y_{2l} - c_1 Y_{3l}$	$- Y_{1l} + \frac{1}{2} Y_{2l} - c_2 Y_{3l}$

worin M_l die Momente des statisch bestimmten Hauptsystems infolge $X_l = -1$ sind, und Y_{rl} die diesem Zustand entsprechenden statisch nicht bestimmbaren Größen Y_r des statisch unbestimmten Hauptsystems bedeuten. Die M_f^V- und M_g^V- Flächen sind symmetrisch, die M_h^V- und M_i^V-Flächen sind antisymmetrisch.

Nach numerischer Festlegung der M_i^V- bis M_f^V-Flächen folgt die Berechnung der Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen:

$$E\,J_c\,\delta_{ik}^V = \int M_i\,M_k^V\,d\,s'$$

$$E\,J_c\,\delta_{0k}^V = \int M_0\,M_k^V\,d\,s'$$

Hierin werden die Momente M_i und M_0 am statisch bestimmten Hauptsystem genommen, die Momente M_k an dem soeben berechneten statisch unbestimmten Hauptsystem. Soweit es sich um die Koeffizienten δ_{ik}^V der Unbekannten handelt, erfolgt die Ausrechnung mit Hilfe der sogenannten Trapezformel; für die Berechnung der δ_{0k} gelangt der bereits oben verwendete Rechnungsansatz wieder zur Anwendung.

Für symmetrische äußere Belastung werden:

$$1)\quad Y_6 = Y_9$$
$$2)\quad Y_7 = Y_8$$

aus 1) folgt:

$$X_f + X_h = X_f - X_h$$
$$X_h = 0$$
$$Y_6 = Y_9 = \frac{1}{2} X_f$$

aus 2) folgt:

$$X_g + X_i = X_g - X_i$$
$$X_i = 0$$
$$Y_7 = Y_8 = \frac{1}{2} X_g$$

Für die allein übrig bleibende erste Gleichungsgruppe berechnet sich dann:

$$E\,J_c\,\delta_{ff}^V = -\frac{h_0'}{2}\cdot\frac{1}{2}\left(M_{f_A}^V + M_{f_\alpha}^V\right) - \frac{l_0'}{6}\cdot\frac{1}{2}\left(2\,M_{f_\alpha}^V + M_{f_{\delta_\alpha}}^V\right)$$

$$E\,J_c\,\delta_{fg}^V = -\frac{h_0'}{2}\cdot\frac{1}{2}\left(M_{g_A}^V + M_{g_\alpha}^V\right) - \frac{l_0'}{6}\cdot\frac{1}{2}\left(2\,M_{g_\alpha}^V + M_{g_{\beta_\alpha}}^V\right)$$

$$= +\frac{h_1'}{2}\cdot\frac{1}{2}\left(M_{f_B}^V + M_{f_{\beta_B}}^V\right) + \frac{l_0'}{6}\cdot\frac{1}{2}\left(2\,M_{f_{\beta_\alpha}}^V + M_{f_\alpha}^V\right)$$

$$E\,J_c\,\delta_{gg}^V = +\frac{h_1'}{2}\cdot\frac{1}{2}\left(M_{g_B}^V + M_{g_{\beta_B}}^V\right) + \frac{l_0'}{6}\cdot\frac{1}{2}\left(2\,M_{g_{\beta_\alpha}}^V + M_{g_\alpha}^V\right)$$

Nach Auflösung der Elastizitätsgleichungen berechnen sich die Momente des unbestimmten Systems nach der Gleichung:

$$M = M^V - M_6^V\,Y_6 - M_7^V\,Y_7 - M_8^V\,Y_8 - M_9^V\,Y_9$$
$$= M^V - M_f^V\,X_f - M_g^V\,X_g - M_h^V\,X_h - M_i^V\,X_i$$

denn die statisch nicht bestimmbaren Größen Y_6 bis Y_9 und ihre Wirkungen M_6^V bis M_9^V wurden identisch ersetzt durch die Gruppe von Unbekannten: X_f bis X_i, und deren Wirkungen M_f^V bis M_i^V.

Die numerische Berechnung der Momentenordinaten für die einzelnen Systemlinienteile erfolgt wieder nach dem Ansatz:

$$M_m = M_m^V + M_m^u$$

$$M_m^u = -\left(u_u + v_u\,\frac{1}{n}\,m\right)$$

$$u_u = \sum_f^i \left(X_l\,M_{l_{m=0}}^V\right)$$

$$v_u = \sum_f^i \left(X_l\,\frac{M_{l_{m=n}}^V - M_{l_{m=0}}^V}{l}\right)$$

5a. Der kontinuierliche 3-fache eingespannte Rahmen mit hochliegendem Zugband, System 5a.

Der Rechnungsgang soll im folgenden nur kurz skizziert werden.

Als statisch unbestimmtes Hauptsystem wird das unter 5 berechnete neunfach unbestimmte System ohne Zugband gewählt. Als neue Unbekannte tritt die Spannkraft des Zugbandes hinzu:

$$Z = \frac{\delta_{0z}^{IX}}{\delta_{zz}^{IX}}$$

Infolge der Symmetrie des Belastungszustandes $Z = -1$ wird das 9-fach statisch unbestimmte Hauptsystem in der oben besprochenen Weise in seiner Berechnung vereinfacht. Nach Ermittlung der M_f^V- und M_g^V-Flächen sind zu berechnen:

$$\delta_{zf}^V \text{ und } \delta_{zg}^V,$$

wobei die Momente M_z am statisch bestimmten Hauptsystem genommen werden. Hiermit ergeben sich:

$$X_{gz} = \frac{\delta_{zg}^V}{\delta_{gg}^V} \text{ und } X_{fz} = \frac{\delta_{zf}^V}{\delta_{ff}^V}$$

Darauf läßt sich die M_z^{IX}-Fläche des 9-fach statisch unbestimmten Hauptsystems unter der Belastung $Z = -1$ auftragen, und es folgt die Berechnung von δ_{0z}^{IX} und δ_{zz}^{IX} unter Anwendung des Reduktionssatzes. Nach Ermittlung von Z berechnen sich die Momente des unbestimmten Systems zu

$$M = M^{IX} - M_z^{IX}\,Z.$$

II. Zahlenbeispiele zum allgemeinen Rechnungsgang.

Vorbemerkung:

Den nachstehenden Berechnungen liegt die ausgeführte Marktviehhalle Coblenz zugrunde. (Vgl. Handb. f. Eisenbetonbau, X, 2, 2. Aufl., S. 292 ff.)

Aus den a. a. O. gegebenen Abbildungen lassen sich die folgenden Werte als der Ausführung zugrundeliegende entnehmen. Inwieweit die dort gegebene Berechnung tatsächlich mit diesen Werten aufgestellt wurde, läßt sich aus den z. T. verdruckten kleinen Abbildungen nicht sicher ersehen.

l_0 = 10,00 m	Querschnittshöhe	0,80 m
l = 16,30 ,,	,,	1,00 ,, (Scheitel)
h_0 = 5,60 ,,	,,	0,70 ,,
g = 2,00 ,,		
h_1 = 7,60 m	,,	1,00 ,, (in $^2/_3\,h_1$)
Δh = 2,40 ,,	,,	~ 1,40 ,, (Mittelwert)
h_2 = 10,00 m		
f = 2,35 ,,		
h_3 = 12,35 m	Querschnittsbreite	0,50 m

Die Belastung des a. a. O. gegebenen Belastungsschemas wird in eine gleichförmig verteilte umgerechnet:

$$p = \frac{2 \cdot 16{,}00 + 9{,}25 + 2 \cdot 9{,}05 + 9{,}65}{18{,}15} + 1{,}2 = 5{,}0\ \text{t/m}$$

Die Zahlenrechnungen werden nur soweit ausführlich wiedergegeben, als sie instruktiv sind für Anwendung und praktische Brauchbarkeit des Rechnungsansatzes.

1. Das System 1a (mit gekrümmtem Mittelriegel) vgl. Abb. 25.

Abb. 25.

Mit der üblichen Annahme

$$J_x = \frac{J_s}{\cos\varphi}$$

berechnet sich wegen

$$\cos\varphi = \frac{dx}{ds}$$

$$E\,J_c\,\delta_{ik} = \int M_i M_k\,ds' = \int M_i M_k \frac{J_c}{J_x}\,ds$$

$$= \int M_i M_k \frac{J_c}{J_s}\,dx = \int M_i M_k\,dx'$$

Als Gleichung der Bogenachse darf mit hinreichender Annäherung beim flachen Bogendach stets gesetzt werden:

$$y = f - \frac{4f}{l^2}x^2 = f - \eta$$

Aus den Momentenflächen des Mittelriegels des statisch bestimmten Hauptsystems werden die Beiträge zu den δ_{ik} in bekannter Weise durch Integration gefunden, wobei zu beachten ist, daß

$$\frac{l'}{2} = \frac{l}{2}\cdot\frac{J_c}{J_s}$$

Für flache Bogendächer läßt sich der angenähert parabolisch gekrümmte Mittelriegel bekanntlich ersetzen durch einen geknickten mit der Ersatzhöhe

$$f' = \frac{4}{3}f.$$

Für den geknickten Mittelriegel ist dann ebenso wie für den gekrümmten:

$$\frac{l'}{2} = \frac{l}{2}\cdot\frac{J_c}{J_s}$$

worin J_s das Trägheitsmoment des Scheitelquerschnitts des geknickten Riegels bedeutet, s. u. 3.

Für das System 1a mit gekrümmtem Mittelriegel werden hiernach:

$$X_a = -\frac{1284{,}0}{15{,}666} = -82{,}100$$

$$X_c = +\frac{2141{,}5}{643{,}710} = +\ 3{,}335$$

$$X_d = +\frac{1650{,}0}{335{,}27} = +\ 4{,}925$$

$$Y_1 = -82{,}100 - 4{,}405\cdot 4{,}925 = -103{,}800$$

$$Y_3 = +\ 3{,}335 + 0{,}925\cdot 4{,}925 = +\ 7{,}885$$

$$Y_4 = \ldots\ldots\ldots\ldots = +\ 4{,}925$$

$$A = 8{,}4 - 0{,}1\,(-103{,}800 - 6{,}505\cdot 7{,}885) = +23{,}91$$

$$H_B = 7{,}885 - 4{,}925 = +2{,}960$$

Vergleich der Ergebnisse mit den im Handbuch berechneten:

Bezeichnung im Handbuch	hier bezeichnet mit	hier berechnet zu	im Handbuch berechnet zu
$X_a = X_d$	Y_4	+ 4,925 t	+ 2,300 t
$X_b = X_e$	A	+ 23,910 t	+ 19,140 t
X_c	H_B	+ 2,960 t[3])	+ 3,070 t

2. Auseinandersetzung mit der im Handbuch mitgeteilten Berechnung.

Die große Verschiedenheit des hier berechneten $X_d = +\ 4{,}925$ t von dem im Handbuch berechneten $X_d = +\ 2{,}300$ t erklärt sich aus einem Fehler der im Handbuch angegebenen Berechnung. Im folgenden soll die Berechnung nach dem im Handbuch bezeichneten Ansatz richtig durchgeführt und ihre Güte hinsichtlich der Fehlerwirkungen beurteilt sowie der Fehler der Berechnung im Handbuch nachgewiesen werden.

[3]) Mit Logarithmen berechnet sich genauer $Y_3 = +7{,}8907$ und hiermit $H_B = +2{,}966$.

Das statisch bestimmte Hauptsystem und seine Momentenflächen sind dargestellt in Abb. 26—32.

Die δ_{ik} wurden mit fünfstelligen Logarithmen berechnet:

$$\delta_{aa} = \frac{h_0'}{3}h_0^2 + \frac{h_1'}{3}h_1^2 + \frac{l_0'}{3}(h_0^2 + h_0 h_1 + h_1^2) = +\,1191{,}75$$

$$\delta_{ab} = -\frac{l_0'}{6}\,l_0\,(2\,h_1 + h_0) = -\,690{,}90$$

$$\delta_{ac} = -\frac{h_1'}{3}\,h_1^2 = -\,143{,}31$$

$$\delta_{ad} = \delta_{ac} = -\,143{,}31$$

$$\delta_{ae} = 0$$

$$\delta_{bb} = \frac{l_0'}{3}\,l_0^2 + \Delta h'\,l_0^2 + \frac{l'}{3}\,l_0^2 = +\,1295{,}27$$

$$\delta_{bc} = -\frac{\Delta h'}{2}\,l_0\,(h_1 + h_2) - \frac{l'}{2}\,l_0\,h_2 - \frac{1}{3}\,f\,l_0\,l' = -\,1019{,}77$$

$$\delta_{bd} = \delta_{bc} = -\,1019{,}77$$

$$\delta_{be} = +\frac{l_0'}{6}\,l_0^2 = +\,332{,}17$$

Abb. 26—32.

$$\delta_{cc} = 2\left[\frac{h_1'}{3}\,h_1^2 + \frac{\Delta h'}{3}(h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2)\right] + l'\,h_2^2 + \frac{8}{15}\,f^2\,l'$$

$$= +\,2079{,}55$$

$$\delta_{cd} = \delta_{cc} - \frac{h_1'}{3}\,h_1^2 = \delta_{cc} + \delta_{ac} = +\,1936{,}24$$

$$\delta_{ce} = \delta_{bc} = -\,1019{,}77$$

$$\delta_{dd} = \delta_{cc} + \delta_{aa} - 2\,\frac{h_1'}{3}\,h_1^2 = \delta_{cc} + \delta_{aa} + 2\,\delta_{ac} = +\,2984{,}68$$

$$\delta_{de} = \delta_{bd} - \frac{l_0'}{6}\,l_0\,(2\,h_1 + h_0) = \delta_{bd} + \delta_{ab} = -\,1710{,}67$$

$$\delta_{ee} = \delta_{bb} = +1295{,}27$$

$$\delta_{0a} = -\frac{l_0'}{12} \cdot \frac{p\,l_0^2}{2}(h_0 + 3\,h_1) = -11\,792{,}00$$

$$\delta_{0b} = +\frac{l_0'}{12} \cdot \frac{p\,l_0^2}{2} \cdot 3\,l_0 + \Delta\,h' \frac{p\,l_0^2}{2} l_0 + \frac{l'}{2} \cdot \frac{p\,l_0^2}{2} l_0 - \frac{l'}{3} \cdot \frac{p\,l^2}{8} l_0$$
$$= +25\,999{,}20$$

$$\delta_{0c} = -2\left[\Delta\,h' \frac{p\,l_0^2}{2}(h_1 + h_2)\right] - l' \frac{p\,l_0^2}{2} h_2$$
$$+ \frac{2}{3} l' \frac{p\,l^2}{8} h_2 - \frac{2}{3} l' f \frac{p\,l_0^2}{2} + \frac{8}{15} l' f \frac{p\,l^2}{8}$$
$$= -33\,405{,}60$$

$$\delta_{0d} = \delta_{0c} + \delta_{0a}$$

d. h. die 4. Elastizitätsgleichung ist gleich der Summe der ersten und zweiten.

$$\delta_{0e} = \delta_{0b}$$

d. h. die 5. Elastizitätsgleichung ist gleich der zweiten.

Wegen $X_d = X_a$
$X_e = X_b$

lauten die Elastizitätsgleichungen:

$$(\delta_{aa} + \delta_{ad})\,X_a + \delta_{ab}\,X_b + \delta_{ac}\,X_c = \delta_{0a}$$

$$(\delta_{ba} + \delta_{bd})\,X_a + (\delta_{bb} + \delta_{be})\,X_b + \delta_{bc}\,X_c = \delta_{0b}$$

$$(\delta_{ca} + \delta_{cd})\,X_a + 2\,\delta_{cb}\,X_b + \delta_{cc}\,X_c = \delta_{0c}$$

In diese Gleichungen wurden die mit Hilfe eingliedriger Elastizitätsgleichungen berechneten Unbekannten eingesetzt und die dadurch bestimmten δ_{0k} logarithmisch berechnet:

$+1048{,}44 \cdot 4{,}925 - 690{,}90 \cdot 23{,}910 - 143{,}31 \cdot 2{,}966 = -11\,782{,}00$ (ist)
gegenüber $\delta_{0a} = -11\,792{,}00$ (soll)

$-1710{,}67 \cdot 4{,}925 + 1627{,}44 \cdot 23{,}910 - 1019{,}77 \cdot 2{,}966 = +27\,462{,}50$ (ist)
gegenüber $\delta_{0b} = +25\,999{,}20$ (soll)

$+1792{,}93 \cdot 4{,}925 - 2039{,}54 \cdot 23{,}910 + 2079{,}55 \cdot 2{,}966 = -33\,767{,}80$ (ist)
gegenüber $\delta_{0c} = -33\,405{,}60$ (soll)

Die Schlußfehler der Gleichungen erklären sich aus dem ungünstigen Bau des Gleichungssystems und geben kein Kriterium für die Genauigkeit der X, weil offenbar selbst die logarithmische Berechnung der δ_{ik} noch nicht scharf genug ist, wie die Berechnung der Determinante vermuten läßt.

Der Fehler der Berechnung im Handbuch ist wahrscheinlich in der falschen Gleichung

$$M_d = M_a$$

zu finden, denn das statisch bestimmte Hauptsystem ist bezüglich seiner horizontal verschieblichen Auflager nicht symmetrisch.

Mit dieser falschen Gleichung werden

$$\delta_{ad} = 0$$
$$\delta_{bd} = 0$$
$$\delta_{cd} = \delta_{ca} = -143{,}31$$

und die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$\delta_{aa}\,X_a + \delta_{ab}\,X_b + \delta_{ac}\,X_c = \delta_{0a}$$

$$\delta_{ba}\,X_a + (\delta_{bb} + \delta_{be})\,X_b + \delta_{bc}\,X_c = \delta_{0b}$$

$$2\,\delta_{ca}\,X_a + 2\,\delta_{cb}\,X_b + \delta_{cc}\,X_c = \delta_{0c}$$

Setzt man in diese falschen Gleichungen die im Handbuch berechneten Werte der Unbekannten ein und berechnet die dadurch bestimmten δ_{0k}, so ergibt sich:

$+1048{,}44 \cdot 2{,}300 - 690{,}90 \cdot 19{,}140 - 143{,}31 \cdot 3{,}070 = +11\,251{,}00$ (ist)
gegenüber $\delta_{0a} = +11\,792{,}00$ (soll)

$-690{,}90 \cdot 2{,}300 + 1627{,}44 \cdot 19{,}140 - 1019{,}77 \cdot 3{,}070 = +26\,475{,}00$ (ist)
gegenüber $\delta_{0b} = +25\,999{,}20$ (soll)

$-286{,}62 \cdot 2{,}300 - 2039{,}54 \cdot 19{,}140 + 2079{,}55 \cdot 3{,}070 = -33\,370{,}00$ (ist)
gegenüber $\delta_{0c} = -33\,405{,}60$ (soll)

Die Ist-Werte wurden hier mit dem Rechenschieber berechnet. Für die Erklärung der Schlußfehler bleibt dann noch die Verschiedenheit der Ausgangsdaten der Berechnungen. Wie schon gesagt, wird aber der Schlußfehler bei diesem Gleichungssystem an sich schon ein beträchtlicher sein, da die Nennerdeterminante eine sehr ungünstige Gestalt hat [4]).

Mit fünfstelligen Logarithmen wurden berechnet:

D_{n-1}		
+ 1 304 450	+ 1 729 110	+ 571 200
+ 1 729 057	+ 2 437 197	+ 899 600
+ 937 794	+ 1 314 310	+ 524 300

	$a\,D_{n-1}$		
	+ 1 367 650 000	— 1 194 650 000	— 0 081 860 000
	— 2 957 800 000	+ 3 966 360 000	— 0 917 380 000
	+ 1 681 400 000	— 2 680 590 000	+ 1 090 300 000
$\sum +$	+ 3 049 050 000	+ 3 966 360 000	+ 1 090 300 000
$\sum -$	— 2 957 800 000	— 3 875 240 000	— 0 999 240 000
D	+ 0 091 250 000	+ 0 091 120 000	+ 0 091 060 000
$\sum(a\,D_{n-1})$	6 006 850 000	7 841 600 000	2 089 540 000
	7 841 600 000		
	2 089 540 000		
$\sum\sum(a\,D_{n-1})$	= 15 937 990 000		

Für $\Delta\,a_{ri} = \pm 0{,}01\,a_{ri}$ wird dann:

$$\frac{\Delta\,D}{D} = \frac{\sum\limits_{1}^{n^2}(a\,D_{n-1})}{D} = \frac{15{,}9 \cdot 10^9}{9{,}1 \cdot 10^7} = 175$$

d. h.: bei einem relativen Fehler der δ_{ik} von 1 vH würde der relative Fehler der Nennerdeterminante 175 vH betragen. Dieses ungünstige Verhältnis läßt auch erwarten, daß die eigentlichen Lösungsfehler infolge der Abrundungen bei den Zwischenrechnungen beträchtlich werden, wie das auch schon die oben durchgeführte Berechnung der Determinante mit fünfstelligen Logarithmen zeigt. Hiernach kann das Gleichungssystem als gänzlich ungeeignet zur Berechnung der Unbekannten bezeichnet werden.

3. Das System 1 (mit geknicktem Mittelriegel).

starre Länge	Winkel	elastische Länge
$l_0 = 10{,}00$	$\cos\alpha_0 = 0{,}1805$	$l_0' = 19{,}930$
$\frac{l}{2} = 8{,}15$	$\cos\alpha = 0{,}9332$	$\frac{l'}{2} = 8{,}150$
$h_0 = 5{,}60$		$h_0' = 16{,}330$
$g = 2{,}00$	$\mathrm{tg}\,\alpha_0 = \frac{2{,}0}{10{,}0} = 0{,}2$	—
$h_1 = 7{,}60$		$h_1' = 7{,}600$
$\Delta h = 2{,}40$	$\mathrm{tg}\,\alpha = \frac{3{,}135}{8{,}150} = 0{,}385$	$\Delta h' = 0{,}876$
$h_2 = 10{,}00$		—
$f = 3{,}135 = \frac{4}{3} \cdot 2{,}350$		—
$h_3 = 13{,}135$		—

[4]) Vgl. A. Hertwig, die Fehlerwirkungen beim Auflösen linearer Gleichungen, Eisenbau 1917.

h	a	c
$\frac{l_0'}{3} h_3 = + 87{,}200$	$\frac{l_0'}{3} = 6{,}640$	$\frac{l_0'}{3} z_u^2 = + 281{,}00$
$\frac{l'}{2} \cdot \frac{f}{2} = + 12{,}760$	$\frac{l'}{2} = 8{,}150$	$\frac{l'}{2} \cdot \frac{(z_0 + c_1) - z_0 c_1}{3} = + 215{,}50$
$\Delta h' \left(f + \frac{\Delta h}{2}\right) = + 3{,}790$	$\Delta h' = 0{,}876$	$\Delta h' \frac{(c_1 + c_2)^2 - c_1 c_2}{3} = + 5{,}03$
$-\delta_{ah} = + 103{,}750$	$\delta_{aa} = + 15{,}666$	$\frac{1}{3} h_1' h_1^2 = + 146{,}10$
		$\delta_{cc} = + 647{,}63$
$\frac{f}{2} = 1{,}568$	$h_1 + \frac{h_0}{2} = 10{,}40$	$z_u = + 6{,}5$
$f + \frac{\Delta h}{2} = 4{,}335$		$z_u^2 = + 42{,}350$
	$\delta_{4a} = + 69{,}000$	$z_u \delta_{4a} = + 449{,}00$
		$\delta_{4c} = - 595{,}10$

Abb. 33. Momente des Systems I infolge lotrechter Streckenlast. 1 mm = 3 mt.

$$z_0 = \frac{103{,}750}{15{,}666} = + 6{,}30$$

$$z_u = 13{,}135 - 6{,}630 = + 6{,}505$$
$$c_1 = 6{,}630 - 3{,}135 = + 3{,}495$$
$$c_2 = 3{,}495 - 2{,}400 = + 1{,}095$$

$z_0 + c_1 =$	10,125	$c_1 + c_2 =$	4,590
$(z_0 + c_1)^2 =$	102,500	$(c_1 + c_2)^2 =$	21,050
$- z_0 c_1 =$	$-$ 23,150	$- c_1 c_2 =$	$-$ 3,835
$(z_0 + c_1)^2 - z_0 c_1 =$	79,350	$(c_1 + c_2)^2 - c_1 c_2 =$	17,215
$\frac{(z_0 + c_1)^2 - z_0 c_1}{3} =$	+ 26,450	$\frac{(c_1 + c_2)^2 - c_1 c_2}{3} =$	+ 5,738

$$Y_{1d} = - \frac{69{,}000}{15{,}666} = - 4{,}405$$
$$Y_{3d} = + \frac{595{,}10}{647{,}63} = + 0{,}920$$
$$Y_d + h_1 = + 3{,}195$$

$- 6{,}505 \cdot 0{,}920 = - 5{,}980$	$+ 3{,}195 = - 2{,}785 = M_{d\beta_\alpha}$
$- 7{,}600 \cdot 0{,}920 = - 6{,}990$	$+ 7{,}600 = + 0{,}610 = M_{d\beta_B}$
$+ 6{,}630 \cdot 0{,}920 = + 6{,}100$	$- 4{,}405 = + 1{,}695 = M_{d\delta}$
$+ 3{,}495 \cdot 0{,}920 = + 3{,}215$	$- 4{,}405 = - 1{,}190 = M_{d\gamma}$
$+ 1{,}095 \cdot 0{,}920 = + 1{,}007$	$- 4{,}405 = - 3{,}398 = M_{d\beta_\gamma}$

Kontrolle für die Rechenschärfe:

$- 2{,}785 - 0{,}610 = - 3{,}395$ gegen $- 3{,}398$.

1 — 2	k_1	k_2	k_1^2	$k_1 k_2$	k_2^2	$\sum +$	$\sum$	$\frac{l'}{3}$	$\frac{l'}{3} \sum$
A — α	0	+ 5,600	—	—	+ 31,330		+ 31,330	5,450	170,70
α — 3	+ 5,600	— 2,785	+ 31,330	— 15,600	+ 7,760	+ 39,090	+ 23,490	6,640	156,00
B — 3	0	+ 0,610	—	—	+ 0,372		+ 0,372	2,533	0,94
δ — γ	+ 1,695	— 1,190	+ 2,875	— 2,020	+ 1,415	+ 4,290	+ 2,270	2,715	6,17
γ — β	— 1,190	— 3,398	+ 1,415	+ 4,045	+ 11,520		+ 16,980	0,292	4,96
									$\delta_{dd} = + 338{,}77$

1 — 2	Const	$X_a = -1$		$X_c = -1$		$X_d = -1$	
α — β	10,000	0	— 687,0	0	+ 4470,0	+ 5,600	+ 1150,0
	1,660	1	— 414,0	— 6,505	+ 2693,0	— 2,785	+ 694,05
	—	1	—	— 6,505	—	+ 2,815	—
	+ 168	2	+ 336,0	— 13,010	— 2187,0	+ 0,030	+ 5,05
	— 250	3	— 750,0	— 19,515	+ 4880,0	— 2,755	+ 689,00
δ — γ	8,150	1	— 450,5	+ 6,630	— 1930,0	+ 1,695	+ 211,5
	0,679	1		+ 3,495		— 1,190	
	—	3	—	+ 10,485	—	— 3,570	—
	— 166	4	— 664,0	+ 17,115	— 2845,0	— 1,875	+ 311,50
γ — β	2,400	1	— 145,5	+ 3,495	— 333,5	— 1,190	+ 333,5
	0,073	1		+ 1,095		— 3,398	
	— 996	2	— 1992,0	+ 4,590	— 4565,0	— 4,588	+ 4565,0
		$\delta_{0a} =$	— 1283,0	$\sum =$	— 2263,5	$\delta_{0d} =$	+ 1695,0
				$\delta_{0c} =$	+ 2206,5		

$$X_c = -\frac{1283,0}{15,666} = -82,000$$
$$X_{..} = +\frac{2206,5}{647,63} = +3,410$$
$$X_1 = +\frac{1695,0}{338,77} = +5,005$$

In guter Übereinstimmung mit den unter 1a für den gekrümmten Riegel berechneten Werten.

Die statisch nicht bestimmbaren Größen berechnen sich zu

$$Y_1 = -82,000 - 4,405 \cdot 5,005 = -104,050$$
$$Y_3 = +3,410 + 0,920 \cdot 5,005 = +8,015$$
$$Y_4 = \ldots\ldots\ldots\ldots = +5,005.$$

Die Reaktionen:

$$A = +8,4 - 0,1\,(-104,05 - 6,505 \cdot 8,015) = +24,015$$
$$B = +82,35 + 0,1\,(-104,05 - 6,505 \cdot 8,015) = +66,735$$
$$H_A = +5,005$$
$$H_B = +8,015 - 5,005 = +2,990.$$

Die Momente (vgl. Abb. 33):

Stab $\alpha - \beta$; $n = 8$; $\frac{l}{n} = 1,250$

$u_0 = 0$; $u_u = -5,60 \cdot 5,005 = -28,05$
$v_0 = +8,40$; $v_u = -0,1\,(-104,05 - 6,505 \cdot 8,015 + 2,0 \cdot 5,005) = +14,02$
$w_0 = -2,50$; $w_u = 0$

c	c′	m = 0	1	2	3	4	5	6	7	8
— 28,05	— 28,05	— 28,05	— 28,05	— 28,05	— 28,05	— 28,05	— 28,05	— 28,05	— 28,05	— 28,05
— 23,05	+ 28,78	—	+ 28,78	+ 57,56	+ 86,34	+ 115,12	+ 143,90	+ 172,68	+ 201,46	+ 230,20
— 2,50	— 3,91	—	— 3,91	— 15,64	— 35,19	— 62,50	— 97,70	— 141,06	— 191,30	— 250,00
	$\sum_-$	— 28,05	— 31,96	— 43,69	— 63,24	— 90,55	— 125,75	— 169,11	— 219,35	— 278,05
	M =	— 28,05	— 3,18	+ 13,87	+ 23,10	+ 24,57	+ 18,15	+ 3,57	— 17,89	— 47,85

Stab $\gamma - \delta$; $n = 6$; $\frac{l}{n} = 1,358$

$u_0 = 0$; $u_u = +104,050 - 6,630 \cdot 8,015 = +50,90$

$v_0 = 0$; $v_u = +\frac{3,135}{8,150} \cdot 8,015 = +3,08$

$w_0 = -2,50$; $w_u = 0$

c	c′	m = 0	1	2	3	4	5	6
+ 50,90	+ 50,90	+ 50,90	+ 50,90	+ 50,90	+ 50,90	+ 50,90	+ 50,90	+ 50,90
+ 3,08	+ 4,18	—	+ 4,18	+ 8,36	+ 12,54	+ 16,72	+ 20,90	+ 25,08
— 2,50	— 4,60	—	— 4,60	— 18,40	— 41,40	— 73,60	— 115,00	— 165,60
	$\sum_+$	+ 50,90	+ 55,08	+ 59,26	+ 63,44	+ 67,22	+ 71,80	+ 75,98
	M =	+ 50,90	+ 50,48	+ 40,86	+ 22,04	— 5,98	— 43,20	— 89,62

$$M_{\beta_B} = +3,010 \cdot 7,60 = +22,85$$

Zur Kontrolle der Rechenschärfe werde M_{β_γ} sowohl unmittelbar berechnet, als aus der Gleichung $\sum M_\beta = 0$.

$$M_{\delta_\gamma} = -166,0 + 104,05 - 3,495 \cdot 8,015 + 8,015 \cdot 2,400 = -70,73$$

$$M_{\delta_\gamma} = M_{\beta_\alpha} - M_{\beta_B} = -47,85 - 22,85 = -70,70.$$

Bezüglich aller Einzelheiten der Berechnung kann auf die ausführliche Darstellung des allgemeinen Rechnungsganges verwiesen werden. Da in dem Rechenschema jede Zahl ihren ganz bestimmten Platz hat, braucht man, wenn man derartige Rechnungen öfter durchzuführen hat und mit dem Schema einigermaßen vertraut ist, nur noch wenige Zahlen mit ihrer allgemeinen Bedeutung zu bezeichnen. Hier wurde von dieser weiteren Abkürzung kein Gebrauch gemacht zugunsten der Lesbarkeit.

Die Durchführung dieser gesamten Zahlenrechnung erfordert nach Einübung des Rechnungsganges bei sorgfältiger Rechenschieberrechnung etwa zwei Stunden.

4. Über die Genauigkeit des Rechnungsganges.

Es liegt nahe, die Kontrolle $\delta_{ad} = 0$ zur Beurteilung der Genauigkeit des Rechnungsganges heranzuziehen. Mit den Werten der vorstehend durchgeführten Zahlenrechnung ergibt sich:

$$\delta_{ad} = \frac{l_0'}{6} \cdot 1\,(2\,M_{d_{\beta_\alpha}} + M_{d_\alpha}) + \frac{\Delta h}{2} \cdot 1\,(M_{d_{\beta_\gamma}} + M_{d_\gamma}) + \frac{l'}{4} \cdot 1\,(M_{d_\gamma} + M_{d_\delta})$$

$$= 3,320\,(-5,570 + 5,600) = +3,320 \cdot 0,03 = +0,0996$$
$$+ 0,438\,(-3,398 - 1,190) = -0,438 \cdot 4,588 = -2,0100$$
$$+ 4,075\,(-1,190 + 1,695) = +4,075 \cdot 0,505 = +2,0595$$

$$\sum_+ = +2,1591$$
$$\delta_{ad} = +0,1491$$

Die unscharfe Kontrolle erklärt sich aus der ungünstigen Form des obenstehenden Ansatzes für $\delta_{ad} = 0$, der mehrfach sehr kleine Differenzen nahezu gleichgroßer, nur mit beschränkter Genauigkeit gegebener Zahlen als Faktoren in die Rechnung eingehen läßt. Einen Schluß auf die Brauchbarkeit des Rechnungsganges erlaubt die unten durchgeführte Rechnung mit fünfstelligen Logarithmen. Die logarithmisch durchgerechnete Kontrolle $\delta_{ad} = 0$ ergibt mit den logarithmisch berechneten M_α-Werten:

$$\delta_{ad} = -0,022\,00.$$

Zur Beurteilung der Wirkung der Abrundungsfehler der vorstehend durchgeführten Rechenschieberrechnung wurde dieselbe Rechnung — in Ermangelung einer Rechenmaschine — mit fünfstelligen Logarithmen durchgeführt. Es wurden berechnet:

$$z_0 = +\frac{103,830\,75}{15,669\,33} = +6,624\,86$$

$$Y_{1d} = -\frac{69,0886}{15,669\,33} = -4,409\,20$$

$$Y_{3d} = +\frac{596,1023}{648,0082} = +0,919\,894$$

$$X_a = -\frac{1283,965}{15,66933} = -81,941\,60$$

$$X_c = +\frac{2216,01}{648,0082} = +3,419\,70$$

$$X_d = +\frac{1711,54}{339,0299} = +5,048\,30$$

Die gute Übereinstimmung sowohl der Zwischenwerte als der Endresultate der logarithmischen Berechnung mit denen der Rechenschieberrechnung läßt erkennen, daß der Rechnungsgang ziemlich unempfindlich ist gegen die Wirkung der Abrundungsfehler.

(Schluß folgt.)

ZUSCHRIFTEN ZUM AUFSATZ COLBERG.

Von Professor E. Jacoby, Riga, Lettland.

Bestimmung der Einzelpfahllasten bei einseitiger Belastung von Gründungsplatten.

Der unter dieser Überschrift im „Bauingenieur" 1925, Heft 1 erschienene Aufsatz von Prof. O. Colberg in Hamburg veranlaßt mich zu einigen Betrachtungen, die ich hier kurz darlegen möchte.

Der Grundsatz, ein auf Pfählen ruhendes Bauwerk als einen starren, auf federnden Stützen gelagerten Körper zu betrachten, ist von mir bereits 1908 auf die Berechnung von Pfahlrosten, die aus in Reihen geschlagenen Pfählen bestehen (Kaimauern, Brückenpfeiler), angewandt worden (Österreich. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1908). Prof. Colberg hat diesen Grundsatz dankenswerterweise auf den Fall ausgedehnt, daß die Pfähle im Pfahlrost unregelmäßig stehen und die Mittelkraft der auf den Pfahlrost wirkenden Kräfte in einem Punkt angreift (Schornstein- und Leuchtturmgründungen). Prof. Colberg beschränkt sich auf den Fall, daß die Pfähle gleiche Längen, Querschnitte und Formänderungszahlen besitzen. Dann brauchen aber diese drei Werte l, F u. E in den Gleichungen überhaupt nicht vorzukommen, weil sie das Ergebnis gar nicht beeinflussen. Die Gleichung (3) kann daher geschrieben werden:

$$P_n = a + b\,x_n + c\,y_n.$$

Diese Beschränkung auf einen Sonderfall ist aber durchaus nicht nötig. Um verschiedene l, F u. E zu berücksichtigen, hätte man in den Gleichungen (7) und (9) nur zu schreiben:

statt $\sum(x)$ — $\sum\left(\frac{EF}{l}x\right)$, statt $\sum(x^2)$, $\sum(y)$, $\sum(y^2)$ u. $\sum(x\,y)$

entsprechend: $\sum\left(\frac{EF}{l}x^2\right)$, $\sum\left(\frac{EF}{l}y\right)$, $\sum\left(\frac{EF}{l}y^2\right)$ und $\sum\left(\frac{EF}{l}x\,y\right)$.

Wenig glücklich scheint mir die Wahl des Lastangriffspunktes als Koordinatenanfang zu sein. Dieser Punkt gehört nicht zum Pfahlsystem und besitzt in bezug auf dieses im allgemeinen keine feste Lage. Bei auf Winddruck beanspruchten Bauwerken, wie Schornsteinen oder Leuchttürmen, ist die Lage des Lastangriffspunktes von der angenommenen Windrichtung abhängig und wird daher auf einem Kreise liegen, dessen Mittelpunkt vom Schnitt der Schwerachse des Bauwerks mit der Gründungsebene gebildet wird. Welcher Punkt dieses Kreises die ungünstigste Laststellung ergibt, kann bei unregelmäßiger Pfahlanordnung nicht von vorneherein entschieden werden. Es würde sich die Notwendigkeit ergeben, die ganze Rechnung nach dem von Prof. Colberg angegebenen Verfahren mehreremal für verschiedene Laststellungen zu wiederholen, was einer allgemeinen Einführung des Verfahrens nicht förderlich ist. Diese Unbequemlichkeit wird vermieden, wenn man als Anfangspunkt des Koordinatensystems den Schwerpunkt des Pfahlsystems annimmt, wobei, wenn die Pfähle verschiedene Längen, Querschnitte und Formänderungszahlen haben, dieser Punkt in bezug auf ein beliebiges Koordinatensystem die Koordinaten hat:

$$x_0 = \frac{\sum\left(\frac{FE}{l}x\right)}{\sum\left(\frac{FE}{l}\right)}\,;\quad y_0 = \frac{\sum\left(\frac{FE}{l}y\right)}{\sum\left(\frac{FE}{l}\right)}$$

Der auf einen Pfahl entfallende Lastanteil P_n läßt sich dann mit den von Prof. Colberg benutzten Bezeichnungen durch folgende Gleichung ausdrücken (vgl. meinen Aufsatz in der Österr. Wochenschrift 1908):

$$P_n = \frac{F_n E_n}{l_n}\left[\frac{P}{\sum\left(\frac{FE}{l}\right)} + \frac{P\,y_p\,y_n}{\sum\left(\frac{FE}{l}y^2\right)}\right],$$

oder, wenn die m Pfähle alle gleiche Längen, Querschnitte und Formänderungszahlen haben:

$$P_n = \frac{P}{m} + \frac{P\,y_p\,y_n}{\sum(y^2)}$$

Hierbei bedeutet y_p den Abstand des Lastangriffspunktes von einer durch den Schwerpunkt gehenden Trägheitsachse, die einer durch den Schwerpunkt und den Lastangriffspunkt geführten Achse zugeordnet ist. Auf dieselbe Achse beziehen sich auch alle anderen y. Das Rechnungsverfahren würde sich unter Benutzung zeichnerischer Lösungen wie folgt darstellen:

Man bestimmt zunächst den Schwerpunkt des Pfahlsystems, legt durch diesen Punkt ein beliebiges Achsenkreuz x', y' und bestimmt in bezug auf dieses die Werte: $\sum\left(\frac{FE}{l}x'^2\right)$, $\sum\left(\frac{FE}{l}y'^2\right)$ und $\sum\left(\frac{FE}{l}x'\,y'\right)$ bezw. bei Pfählen gleicher Abmessungen und aus gleichem Material: $\sum(x'^2)$, $\sum(y'^2)$ und $\sum(x'\,y')$. Diese Werte sind nichts anderes als Trägheitsmomente J_x, J_y und J_{xy}. Jetzt zeichnet man den Trägheitskreis nach dem Verfahren von R. Land (vgl. Taschenbuch „Hütte"). Der Trägheitskreis gibt uns unmittelbar zu jeder beliebigen durch den Schwerpunkt gehenden Achse die zugeordnete, ferner die beiden Hauptachsen und schließlich das Trägheitsmoment für eine beliebige Achse, d. i. den in der Gleichung für P_n vorkommenden Wert $\sum\left(\frac{FE}{l}y^2\right)$ bzw. $\sum(y^2)$. Die ungünstigste Laststellung dürfte wohl immer auf einer der Hauptachsen zu suchen sein.

Nach diesem Verfahren läßt sich die Aufgabe ohne Mühe sehr schnell lösen, weil alle umständlichen Rechnungen, wie die Auflösung dreier Gleichungen mit drei Unbekannten, wegfallen. Die Genauigkeit dürfte auch bei Anwendung der zeichnerischen Behelfe vollkommen ausreichen. Man muß sich vergegenwärtigen, daß es keinen Zweck hat, solche Rechnungen bis auf 1 kg genau durchzuführen, wenn in den Rechnungsgrundlagen schon Annahmen gemacht werden müssen, die mit der Wirklichkeit nicht streng übereinstimmen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Das Näherungslösen der Knicklast für einige komplizierte Fälle.

Von Ing. O. Riwosch (Leningrad).

Die vorliegende Schrift bildet einen Auszug aus meinem Aufsatze, der das Näherungslösen der Knicklast für mehrere komplizierte Fälle auf einfachem Wege darstellt.

Die Art und Weise der Lösung ist wieder für einige Fälle vorgeführt.

Wir erhalten praktisch brauchbare Resultate, die sich sehr wenig (0—3,6 vH) von den durch genaue Rechnung ermittelten Größen unterscheiden. Es werden nämlich komplizierte Fälle, wo Druckkräfte an verschiedenen Punkten der Stabachse angreifen, behandelt und auf den Grundfall zurückgeführt, bei dem die Druckkräfte auf die

frei drehbaren Endpunkte des Stabes von entsprechend reduzierter Länge wirken.

Wir lassen einige Beispiele folgen:

1. Eine am unteren Ende eingespannte Strebe AB (Abb. 1) wird von zwei Druckkräften P und P_1 beansprucht, von denen P am freien Ende, P_1 im Punkte C angreift. Die Trägheitsmomente seien I_1 und I_2. Es wird die Knicklast gesucht.

Abb. 1.

Für die Ausbiegungslinie ist die Parabel ABC mit der größten Durchbiegung f angenommen. Die Biegungsmomente ändern sich nach dem parabolischen Gesetze und das Maximalmoment ist:

$$M_{max} = P f + P_1 f_1.$$

Aus der Parabelgleichung: $y = \frac{f}{l^2}(2 l x - x^2)$ ergibt sich f_1, wenn wir für den Punkt C $y = f - f_1$ und $x = l_1$ setzen.

$$y = f - f_1 = \frac{f}{l^2}(2 l l_1 - l_1^2),$$

woraus

$$f_1 = f(1 - \beta)^2 = \alpha^2 f,$$

indem $l_1 = \beta l$, $l_2 = \alpha l$ gesetzt wird. Man ermittelt f aus den auf den Punkt A bezogenen statischen Momenten der Flächen $\frac{M}{I}$ (1, 2, 3) aus der allgemeinen Gleichung:

$$E f = \int\left(\frac{M}{I} d x\right) x$$

Die Flächen sind von Parabeln begrenzt.

Teil AC der Strebe. $M_x = P y = P \frac{f}{l^2}(2 l x - x^2)$

und das statische Moment der Fläche (1):

$$S_1 = \int_0^{l_1} \frac{M_x'}{I_1} x d x = \frac{P f l^2}{I_1} \cdot \frac{\beta^3 (8 - 3\beta)}{12}$$

Teil BC. Das statische Moment der Fläche (2):

$$S_2 = \frac{P f}{I_2 l^2} \int_{l_1}^{l} (2 l x - x^2) x d x = \frac{P f l^2}{I_2} \cdot \frac{5 - 8\beta^3 + 3\beta^4}{12}$$

und das statische Moment der Fläche (3):

$$S_3 = \frac{2}{3} \cdot \frac{P_1 f_1 l_2^2}{I_2}\left(\frac{5}{8} l_2 + l_1\right)$$

da $f_1 = \alpha^2 f$, $l_2 = \alpha l$ und $l_1 = (1 - \alpha) l$ sind, so ist

$$S_3 = \frac{P_1 f l^2}{I_2} \cdot \frac{\alpha^3 (8 - 3\alpha)}{12}$$

und somit ist

$$E f = S_1 + S_2 + S_3$$
$$= \frac{P f l^2}{I_1} \cdot \frac{\beta^3 (8 - 3\beta)}{12} + \frac{P f l^2}{I_2} \cdot \frac{5 - 8\beta^3 + 3\beta^4}{12} + \frac{P_1 f l^2}{I_2} \cdot \frac{\alpha^3 (8 - 3\alpha)}{12}$$

Setzt man $\frac{I_2}{I_1} = \gamma$ und $P_1 = \varkappa P$, so erhält man aus diesem Ausdrucke:

$$I_2 = \frac{P l^2}{12 E}\left[\beta^3 (8 - 3\beta)(\gamma - 1) + 5 + \varkappa \alpha^3 (8 - 3\alpha)\right]$$

Für den obenerwähnten Grundfall ist

$$I_2 = \frac{(P + P_1) \mu^2 l^2}{\pi^2 E} = \frac{P(\varkappa + 1) \mu^2 l^2}{\pi^2 E}$$

wo μ der Längskoeffizient, die Reduzierung der Länge ist. Aus diesen beiden Formeln für I_2 ergibt sich:

$$\mu = 0{,}907 \sqrt{\frac{\beta^3 (8 - 3\beta)(\gamma - 1) + 5 + \varkappa \alpha^3 (8 - 3\alpha)}{\varkappa + 1}} \quad . . (1$$

und die Knicklast:

$$R_{kr.} = \frac{\pi^2 E I_2}{(\mu l)^2}; \text{ (}\mu l \text{ reduzierte Stablänge).}$$

Aus dem Ausdrucke (1) läßt sich μ nach beliebigen Werten von P, P_1 und l_2 berechnen.

Die Aufgabe ist seinerzeit von Prof. B. Galerkin auf dem Wege der Integration der Differentialgleichung der elastischen Linie gelöst worden und zwecks praktischer Verwendung der Resultate eine Tabelle für eine Reihe von Werten P und l_2 zusammengestellt. Die oben entwickelte Formel (1) macht eine Aufstellung der Tabelle überflüssig und gilt für beliebige Werte. Die sich aus (1) ergebenden Werte von μ weichen um 0—3 vH von den genauen Werten ab.

2. Eine an beiden Enden gelenkig angeschlossene Strebe wird von 4 Druckkräften beansprucht, die zur Mitte der Strebe symmetrisch sind (Abb. 2).

Diese Strebe kann man als aus zwei Streben der vorhergehenden Aufgabe bestehend betrachten, man braucht also nur in den oben entwickelten Formeln l durch $\frac{l}{2}$ zu ersetzen.

3. Die Strebe AD (Abb. 3), die an einem Ende eingespannt ist, wird von drei axialen Druckkräften beansprucht, und zwar: P am freien Ende, P_1 und P_2 an verschiedenen Punkten der Stabachse. Die Trägheitsmomente sind: I_1 für den Teil AB, I_2 für BC, I_3 für CD. Wir nehmen wieder an, daß die Ausbiegungslinie eine Parabel ist (Abb. 3). Die Biegungsmomente wachsen demnach nach dem parabolischen Gesetze und sind in Abb. 3, b punktiert angegeben.

$$M_{max} = M_0 = P f + P_1 f_1 + P_2 f_2.$$

Um die Lösung zu vereinfachen und zugleich einfachere Resultate zu erzielen, ersetzen wir die Kurve ABCe durch eine Parabel Ade mit dem Pfeil M_0, was für vorauszusehende sehr geringe Biegungen möglich ist. Es sei: $l_1 = \beta l$; $l_2 = \alpha l$; $l_3 = \delta l$. Die Werte von f_1 und f_2 ergeben sich, wie in der ersten Aufgabe:

$$f_1 = f(1 - \beta)^2 = f\left(1 - \frac{l_1}{l}\right)^2; \quad f_2 = \delta^2 l = f\left(1 - \frac{l_1 + l_2}{l}\right)^2$$

Es sei: $P_1 = \varkappa_1 P$, $P_2 = \varkappa_2 P$, dann wird

$$M_{max} = M_0 = P f + P_1 f_1 + P_2 f_2 = P f + \varkappa_1 P f (1 - \beta)^2 + \varkappa_2 P f \delta^2$$
$$= P f [1 + \varkappa_1 (1 - \beta)^2 + \varkappa_2 \delta^2] \quad . . . . (2$$

Aus der bekannten Formel:

$$E f = \sum\left(\frac{M d x}{I}\right) x$$

haben wir für unseren Fall:

$$E f = S_1 + S_2 + S_3,$$

wo

$$S_1 = \int_0^{l_1} \frac{M_x}{I_2} x d x, \quad S_2 = \int_{l_1}^{l_2} \frac{M_x}{I_2} x d x, \quad S_3 = \int_{l_2} \frac{M_x}{I_3} x d x$$

$$M_x = \frac{M_0}{l^2}(2 l x - x^2).$$

$$S_1 = \int_0^{l_1} \frac{M_x}{I_x} x d x = \frac{M_0}{I_1 l^2}\left\{2 l \int_0^{l_1} x^2 d x - \int_0^{l_1} x^3 d x\right\}$$
$$= \frac{M_0 l^2}{12 I_1}\left[\beta^3 (8 - 3\beta)\right] = A \frac{M_0 l^2}{12 I_1}$$

Auf dieselbe Weise wird

$$S_2 = \frac{M_0 l^2}{12 I_2}\left[(1 - \delta)^3 (5 + 3\delta) - \beta^3 (8 - 3\beta)\right] = B \frac{M_0 l^2}{12 I_2}$$

$$S_3 = \frac{M_0 l^2}{12 I_3}\left[5 - (1 - \delta)^3 (5 + 3\delta)\right] = C \frac{M_0 l^2}{12 I_3}$$

$$E f = S_1 + S_2 + S_3 = A \frac{M_0 l^2}{12 I_1} + B \frac{M_0 l^2}{12 I_2} + C \frac{M_0 l^2}{12 I_3} \quad . . . (3$$

hier bedeuten:

$$\left.\begin{array}{l} A = \beta^3 (8 - 3\beta); \quad B = (1 - \delta)^3 (5 + 3\delta) - \beta^3 (8 - 3\beta); \\ C = 5 - (1 - \delta)^3 (5 + 3\delta)] \end{array}\right\} . \quad (4$$

Setzt man $\frac{I_3}{I_2} = \gamma_2$, $\frac{I_3}{I_1} = \gamma_1$, so erhält man aus (2):

$$I_3 = \frac{P l^2 [1 + \varkappa_1 (1 - \beta)^2 + \varkappa_2 \delta^2}{12 E} (A \gamma_1 + B \gamma_2 + C),$$

anderseits für den Grundfall:

$$I_3 = \frac{(P + P_1 + P_2)(\mu l)^2}{\pi^2 E} = + \frac{P(1 + \varkappa_1 + \varkappa_2)(\mu l)^2}{\pi^2 E}$$

Aus den beiden Ausdrucken von I_3 erhält man:

$$\mu = 0{,}907 \sqrt{\frac{1 + \varkappa_1 (1-\beta)^2 + \varkappa_2 \delta}{1 + \varkappa_1 + \varkappa_2} (A\gamma_1 + B\gamma_2 + C)} \quad . \quad . \quad (5$$

Abb. 2. Abb. 3.

Für jeden einzelnen Fall sind zunächst aus Gleichung (4) die Werte von A, B, C zu finden, wonach aus (5) μ ermittelt wird.

Besondere Fälle.

1. $l_1 = l_2 = l_3$; $\alpha = \beta = \delta = 1/3$

$$\mu = 0{,}058 \sqrt{\frac{9 + 4\varkappa_1 + \varkappa_2}{1 + \varkappa_1 + \varkappa_2} (7\gamma_1 + 41\gamma_2 + 87)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6$$

2. wenn dabei $P_1 = P_2 = P$; $(\varkappa_1 = \varkappa_2 = 1)$, $(\gamma_1 = \gamma_2 = 1)$; $I = I_2 = I_3$, so wird $\mu = 1{,}46$ (7 die kritische Belastung $R_{kr} = \frac{\pi^2 E I}{(1{,}46 l)^2}$

3. $\alpha = \beta = 1/4$; $\varkappa = \frac{P_1}{P} = 1$, $\varkappa_2 = \frac{P_2}{P} = 1$; $\gamma_1 = \frac{I_3}{I_1} = 1{,}5$;

$\gamma_2 = \frac{I_3}{I_2} = 1{,}25$.

so wird:

$\mu = 1{,}612$.

4. Eine an beiden Enden gelenkig angeschlossene Strebe wird von 6 Druckkräften beansprucht, die zur Mitte der Strebe symmetrisch sind (Abbildung 4). Diese Strebe kann man als zwei Streben der vorigen Aufgaben betrachten (3).

Setzt man also $\frac{l}{2}$ für l, so erhält man:

Abb. 4. Abb. 5.

$$\mu = 0{,}453 \sqrt{\frac{1 + \varkappa_1 (1-\beta) + \varkappa_2 \delta}{1 + \varkappa_1 + \varkappa_2} (A\gamma_1 + B\gamma_2 + C)} \quad . \quad . \quad (8$$

5. Die Knicklast vom Eigengewichte des Stabes, der am einen Ende eingespannt ist und dessen anderes Ende sich frei drehen kann (Querschnitt = konstant).

Auf dem oben besprochenen Wege ist $\mu = 1{,}16$ ermittelt und die Knicklast:

$$R = \frac{E I \pi^2}{(1{,}16 l)^2} = \frac{7{,}36 E I}{l^2}$$

6. Derselbe Stab, wie in voriger Aufgabe von konstantem Querschnitte wird von n Druckkräften beansprucht, die in gleichen Abständen voneinander angreifen und nach dem linearen Gesetze wachsen (Abb. 5).

Unter Benutzung derselben Methode erhält man:

$$\mu = 1{,}43 \sqrt{\frac{n+1}{n}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9$$

Greifen im Sonderfalle die Kräfte ununterbrochen an, d. h. wenn n sehr groß ist, so läßt sich $\frac{n+1}{n} = 1$ setzen, und der Wert von μ ist $= 1{,}43$, die Knicklast $R = \frac{E I \pi^2}{(1{,}43 l)^2}$.

Alca-Zement.

Unter „Alca-Schmelz-Zement" wird ein Bindemittel in den Handel gebracht, das von der Elektrozement-Gesellschaft m. b. H., Berlin W 10, im elektrischen Ofen aus reinem Bauxit erschmolzen wird und sich durch recht hohe Festigkeiten auszeichnet. Das Staatliche Material-Prüfungsamt Berlin-Dahlem ermittelte die folgenden Festigkeitszahlen:

Mischung: 1 : 3 nach 24 Stunden Luftlagerung:
Zugfestigkeit = 32,6 kg/cm², Druckfestigkeit = 528 kg/cm²
nach 48 Stunden Wasserlagerung:
Zugfestigkeit = 33,6 kg/cm², Druckfestigkeit = 495 kg/cm².
nach drei Tagen Wasserlagerung:
Zugfestigkeit = 33,6 kg/cm², Druckfestigkeit = 501 kg/cm².
nach sieben Tagen Wasserlagerung:
Zugfestigkeit = 32,8 kg/cm², Druckfestigkeit = 538 kg/cm².

Auch bestand der Alca-Zement die normale Frostprobe bestens. Nach ihr ergab sich die Druckfestigkeit immer noch im Mittel zu 466 kg/cm² bzw. bei einer 2. Prüfungsreihe: 512 kg/cm².

Auch ließen die Proben nach der Frostbeanspruchung keine äußerlich wahrnehmbaren Veränderungen erkennen.

Weiter ist der Zement auch im besonderen widerstandsfähig gegen aggressive Wässer aller Art gefunden worden. Seine Verwendungsmöglichkeit dürfte demgemäß eine ganz allgemeine sein, und im besonderen wird er sich auch für Arbeiten im Schachtbau, im Gefrierverfahren, in Kalibergwerken usw. als gut verwendbar erzeigen. M. F.

Neuartiger Straßenquerschnitt.

Bei der jetzt üblichen Straßenwölbung werden die schweren langsamfahrenden Fahrzeuge am Straßenrand durch die Schiefstellung einseitig mehr belastet, sind infolgedessen schwerer zu ziehen, schlechter zu steuern, schlechter nach der Straßenmitte zu bringen und mehr dem Schleudern ausgesetzt; sie erhöhen dadurch die Verkehrsunsicherheit und stören die glatte Abwicklung des Verkehrs. Der Leiter der Straßenbauabteilung einer Londoner Unternehmung, Stephan Murray, mit mehr als 40jähriger Erfahrung, schlägt deshalb für Straßen von etwa 12 m Fahrbahnbreite einen Querschnitt vor, der auf ein Viertel der Breite beiderseits der Mitte nach außen fällt, in den Vierteln an den Fußwegen aber nach außen steigt, so daß die Entwässerungsgerinne nicht an den Rand, sondern in die Viertelpunkte des Querschnitts kommen. Natürlich bezieht sich der Vorschlag nur auf Straßen mit dichter Fahrbahn, bestem Steinpflaster, Holzpflaster, Asphalt, Beton und Teermakadam, hält dann aber Quergefälle von 1 : 500 bis 1 : 700 bei entsprechendem Längsgefälle für ausreichend. (Roadmaker vom Juni 1924, 6 S. einschl. 11 Abb.) N.

Thomasstahl als Baustoff für Schienen höherer Festigkeit.

Das Thomasverfahren nimmt unter den deutschen Stahl-Erzeugungsverfahren wegen seines bedeutenden Anteils an der Gesamtstahlerzeugung eine wichtige Stellung ein. Wenn nun auch in früheren Jahren bereits mehrfach von berufener Seite Angriffen gegen den deutschen Thomasstahl in wirksamer Weise entgegengetreten wurde, so begegnet man doch immer wieder, besonders im Auslande, einem gewissen Vorurteil gegen diesen Stahl oder dem Versuch, ihn hinsichtlich seiner Güte herabzusetzen. C. Canaris unterzieht sich deshalb in einem Aufsatz unter obigem Titel[1]) der Aufgabe, die gute Eignung des Thomasstahls auch für hochbeanspruchte Teile nachzuweisen, wie sie zweifellos die Schienen in ständig wachsendem Maße darstellen. Schon aus der sich über einen langen Zeitraum erstreckenden Statistik des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen[2]) ergibt sich, daß Schienen aus Thomasstahl solchen gleicher Festigkeit, die nach einem anderen Stahlerzeugungsverfahren hergestellt waren, hinsichtlich ihrer Güte und Dauerhaftigkeit bisher in keiner Weise nachstanden. Die neuere Entwicklung des Verkehrswesens, vor allem die immer größer werdenden Raddrücke infolge der Einführung schwererer Lokomotivtypen und von Großraumgüterwagen, zwingen jedoch bei uns wie im Auslande immer mehr zur ausschließlichen Verwendung von Schienen höherer Festigkeit, als sie bisher bei uns üblich waren. Solche Schienen mit einer Mindestzugfestigkeit von 70 kg/mm² können, wie Canaris zeigt, in einem modernen Thomasstahlwerk ohne Schwierigkeiten in der erforderlichen Güte erzeugt werden. Ein in einer Reihe von Häufigkeitskurven zusammengefaßtes Zahlenmaterial beweist, mit welcher Sicherheit der metallurgische Verlauf des Thomasverfahrens sich in der Weise führen läßt, daß ein hinsichtlich der Zusammensetzung und der Eigenschaften einwandfreies und gleichmäßiges Erzeugnis entsteht. Die Irrtümlichkeit der Auffassung, daß dem Thomasstahl ein schädlicher Gas- oder Oxydulgehalt eigentümlich

[1]) Stahl und Eisen 45, 1925, S. 33.
[2]) Statistische Aufzeichnungen über das Verhalten von Schienen. 1922.

sei. wird klargestellt. Die Festigkeitseigenschaften der beschriebenen Thomasstahlschienen genügen weitgehenden Ansprüchen. Von besonderer Wichtigkeit sind bei Schienen die Ergebnisse einer scharfen Bewährungsprüfung, wie sie die Schlagprobe und die Verschleißprüfung darstellen. Es wird nun gezeigt, daß die Schlagproben auch der besonders harten Thomasstahlschienen allen in- und ausländischen Bedingungen entsprechen, selbst wenn die Prüfung bei einer Temperatur von — 20° vorgenommen wird. Aus der Verschleißprüfung wiederum, die nach einem praktischen Verhältnissen angenäherten Verfahren vorgenommen wurde, geht hervor, daß die deutschen Thomasstahlschienen bezüglich ihrer Abnutzung in keiner Weise hinter den nach anderen Verfahren erzeugten Schienen gleicher Festigkeit zurückstehen. Canaris gibt am Schluß seiner Ausführungen der Überzeugung Ausdruck, daß es einem gut geleiteten Thomasstahlwerksbetrieb, unterstützt durch die Mittel des neuzeitlichen Prüfwesens, möglich sein wird, hinsichtlich der Güte des Erzeugnisses und der Wirtschaftlichkeit des Verfahrens weitere Fortschritte zu machen und auch gesteigerten Anforderungen der Verbraucher gerecht zu werden. Die Ausführungen des Verfassers finden ihre volle Bestätigung in der Zustimmung, die ihm in einem anschließenden Meinungsaustausch von seiten in- und ausländischer Eisenbahnfachleute rückhaltlos zuteil wurde.

H. Meyer.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Bauindustrie und Steuerreform.

Von E. Jonseck, Frankfurt a. M.

Die Reichsregierung hat den gesetzgebenden Körperschaften Gesetzentwürfe vorgelegt, die nach der allgemeinen Stabilisierung nun auch im Steuerwesen wieder für die Dauer berechnete Regelung treffen sollen. Wenn die Entwürfe auch in mancher Hinsicht eine Besserung des bisherigen Zustandes erkennen lassen, so sind doch keineswegs alle von den betroffenen Wirtschaftskreisen als notwendig empfundenen Reformen durchgeführt. Insbesondere hat die Bauindustrie eine ganze Reihe von Forderungen zu erheben, die in den Entwürfen keine Berücksichtigung gefunden haben. Im nachstehenden seien daher die hauptsächlichsten Wünsche und Beschwerden, die sich aus der Anwendung der bestehenden Bestimmungen auf das Baugewerbe in der Praxis ergeben haben, hervorgehoben.

Um den dringendsten Finanzbedarf des Reiches nach der Währungsstabilisierung zu befriedigen, führte die II. Steuernotverordnung ein System von Vorauszahlungen auf die Einkommen- und Körperschaftssteuer ein, das mangels geeigneterer Grundlagen auf rein äußerlichen Maßstäben, wie Umsatz und Vermögen, aufgebaut wurde. Die schwerwiegenden Bedenken, die sich gegen eine so rohe Art der Steuererhebung geltend machten, wurden von der Wirtschaft bekanntlich nur mit Rücksicht auf das ausdrücklich gegebene Versprechen zurückgestellt, daß mit Ablauf des Jahres 1924 nach Maßgabe der tatsächlichen Geschäftsergebnisse eine ordnungsmäßige Veranlagung stattfinden solle, die geleisteten Vorauszahlungen auf die endgültige Steuer angerechnet und die zuviel gezahlten Beträge voll erstattet werden würden. Die Reichsregierung glaubt nunmehr dieses Versprechen nicht einlösen zu können, weil die erforderlichen Rückzahlungen der zuviel gezahlten Vorausleistungen für die Haushalte des Reiches, der Länder und Gemeinden nicht tragbar seien und außerdem auch jetzt Grundlagen für eine einwandfreie Feststellung des Einkommens aus dem Jahre 1924 bei dem Fehlen zutreffender Bewertungsvorschriften nicht vorhanden seien. Die Zusage einer ordnungsmäßigen Veranlagung des Einkommens soll nach dem Entwurf eines „Steuerüberleitungs-Gesetzes" erst für das Jahr 1925 erfüllt, für 1924 dagegen eine vereinfachte Veranlagung in der Weise durchgeführt werden, daß die geleisteten Vorauszahlungen — mit ganz unzureichenden Milderungen — als Ablösung der endgültigen Einkommen- und Körperschaftssteuer für 1924 gelten sollen. Den Urhebern der II. Steuernotverordnung waren die einer nachträglichen ordnungsmäßigen Veranlagung im Wege stehenden Schwierigkeiten wohl bekannt. Um so mehr ist die Absicht, das gesetzlich festgelegte Versprechen wegen dieser Schwierigkeiten nicht einzulösen, auch im Interesse der Steuermoral zu bedauern. Gerade die Bauindustrie hat Grund, die beabsichtigte Regelung als besonders ungerecht zu empfinden. Um Betriebseinschränkungen oder -stillegungen zu vermeiden, war die große Mehrzahl der Bauunternehmungen im Jahre 1924 gezwungen, Arbeiten zu ausgesprochenen Verlustpreisen zu übernehmen, die Vorauszahlungen konnten vielfach nur durch Eingriff in die Vermögenssubstanz, durch Hingabe dringend nötigen Betriebskapitals aufgebracht werden. Sie wurden in der bestimmten Erwartung geleistet, daß die auf diese Weise dem Betrieb entzogenen Summen zu Beginn des Jahres 1925 nach Maßgabe des tatsächlichen Geschäftsergebnisses wieder erstattet werden würden. Die vorgesehene Regelung ist für die betroffenen Betriebe einfach unerträglich, und es ist dringend zu hoffen, daß sich anläßlich der bevorstehenden Durchberatung der Gesetzentwürfe Gelegenheit geben wird, der Forderung auf Einlösung des gegebenen Veranlagungsversprechens, in der sich alle Wirtschaftskreise einig sind, Geltung zu verschaffen.

Das bisherige System der Vorauszahlungen bleibt für 1925 so lange weiter in Kraft, bis die beabsichtigte Neuregelung der Einkommen- und Körperschaftssteuer Gesetz geworden ist. Da die neuen Gesetze, die auf dem Gebiete der Einkommenbesteuerung auf Jahre hinaus feste Verhältnisse schaffen sollen, eine gründliche Durcharbeitung erfordern, ist mit einer weiteren Verlängerung der Übergangszeit zu rechnen. Mit Rücksicht auf die Fortdauer der kritischen Lage im Baugewerbe muß für diese Zeit schonendste Handhabung der alten Vorschriften verlangt werden.

Das Unrecht der vereinfachten Veranlagung für 1924 würde sich aber auch auf die nach den neuen Vorschriften für 1925 zu leistenden Vorauszahlungen auswirken, da die Vorauszahlungen für dieses Jahr bis zum Abschluß der ersten ordnungsmäßigen Veranlagung in Höhe der endgültigen Steuerschuld des Jahres 1924 fortzuentrichten sind. Zur Milderung der sich hieraus ergebenden Härten bestimmt der Entwurf zum Steuerüberleitungsgesetz, daß bei nachweislichem Verlust im I. Halbjahr 1925 die Vorauszahlungen für das II. Halbjahr bis zur endgültigen Veranlagung für 1925 zu stunden sind (§ 30). Diese Bestimmung ist ganz unzureichend.

Zu begrüßen ist die Absicht, die Vorauszahlungen wieder in vierteljährlichen Zeitabschnitten zu erheben. Um die den Betrieben durch die jetzigen kurzen Vorauszahlungsabschnitte aufgebürdeten unproduktiven Kosten weiter herabzumindern, ist aber die entsprechende Verlegung der Zahlungstermine auch für die weit größere Kosten verursachende Lohnsteuer und die zahlreichen Gemeindeabgaben unbedingt notwendig.

Auch die beabsichtigte Herabsetzung der Vermögenssteuer kommt einem dringenden Bedürfnis der Betriebe entgegen. Hier ist vor allem noch zu fordern, daß die Bewertung der einzelnen Bestandteile des Betriebsvermögens wieder mit den tatsächlichen Verhältnissen in Einklang gebracht wird. Insbesondere ist es notwendig, daß die Gegenstände des Anlagekapitals, in erster Linie Grundstücke, endlich mit den tatsächlichen Verkehrswerten und nicht, wie es bisher der Fall war, mit ganz willkürlich angenommenen Vorkriegswerten versteuert werden.

Der von der gesamten Wirtschaft erhobenen dringenden Forderung einer weiteren Herabsetzung der Umsatzsteuer soll leider keine Folge gegeben werden. Der Charakter dieser auf den Verbraucher abzuwälzenden Steuer hat sich durch die Entwicklung der Verhältnisse gerade im Baugewerbe vollkommen geändert. Bei der Ausschreibung neuer Bauvorhaben tritt ein so starker Wettbewerb zutage, daß Übernahmen nur zu außerordentlich gedrückten Preisen erfolgen können und demgemäß eine restlose Abwälzung der Umsatzsteuer auf die Auftraggeber in den meisten Fällen unmöglich ist. Gleichwohl wird ohne Rücksicht hierauf die volle Umsatzsteuer von dem Unternehmer verlangt, er ist also, insoweit ihm die Abwälzung nicht gelingt oder sich bei der Durchführung der Bauarbeit aus anderen Gründen ein Verlust ergibt, zu weiteren Eingriffen

in den Bestand seines Betriebsvermögens genötigt. Die Senkung der Umsatzsteuer auf wenigstens ½ vH bleibt nach wie vor eine dringende Notwendigkeit.

In dem Entwurf des Finanzausgleichsgesetzes soll den Gemeinden wieder ein Zuschlagsrecht zur Einkommen- bzw. Körperschaftssteuer eingeräumt werden. Hier muß mit allem Nachdruck verlangt werden, daß ausreichende gesetzliche Sicherungsbestimmungen geschaffen werden, die verhüten, daß die Besteuerung des Einkommens durch das Reich, die Länder und Gemeinden zusammengenommen, bedeutend höher wird, als der Entwurf des neuen Einkommen- und Körperschaftssteuer-Gesetzes vorsieht. Unbedingt abgelehnt werden muß die Absicht des Finanzausgleichentwurfes, die Hauszinssteuer, entgegen ihrem eigentlichen Sinn, nicht ganz zur Förderung des Wohnungsbaues zu verwenden, sondern sie zum großen Teil für die allgemeine Finanzverwaltung der Länder und Gemeinden freizugeben.

Was die Gemeindebesteuerung anbelangt, so ergibt ein Vergleich der im abgelaufenen Jahre gezahlten Steuersummen mit den entsprechenden Zahlungen im Jahre 1913 einerseits und der von den Gemeinden in diesen beiden Jahren zu deckenden Unkosten andererseits, daß die derzeitige Gemeindebesteuerung mit den tatsächlichen Bedürfnissen der Gemeinden nicht in Einklang steht. Statistische Erhebungen haben gezeigt, daß in Preußen die Belastung der Betriebe durch Gemeindeabgaben gegenüber dem Jahre 1913 im Durchschnitt auf das Siebenfache gestiegen ist. Dies ist einmal auf die schärfere Heranziehung der Gewerbebetriebe zu den Gemeindelasten gegenüber den sonstigen Steuerpflichtigen zurückzuführen, dann lassen aber auch die Gemeindehaushalte durchweg die dringend gebotene Sparsamkeit in bezug auf nicht unbedingt erforderliche Ausgaben vermissen. Den Aufsichtsbehörden muß daher bei der Genehmigung der Umlagebeschlüsse der Gemeinden eine schärfere Prüfung der Gemeindeausgaben auf ihre unbedingte Notwendigkeit hin und eine gleichmäßige Belastung aller Steuerzahler zur Pflicht gemacht werden.

Ganz besonders drückend hat sich im Baugewerbe die von der großen Mehrzahl der Gemeinden eingeführte Lohnsummensteuer bemerkbar gemacht, gehen doch einzelne Gemeinden so weit, daß sie bis zu 4½ vH der Lohnsumme als Gewerbesteuer erheben. Da im Baugewerbe der Lohnanteil am Gesamtumschlag bei Hochbaubetrieben 40—50 vH, bei Tiefbaubetrieben sogar bis zu 80 vH ausmacht, ergibt sich ohne weiteres, daß gerade das Baugewerbe im Vergleich zu anderen Gewerbezweigen mit geringerem Lohnanteil ganz besonders schwer belastet wird. Die alte Forderung des Baugewerbes, einer Sicherung gegen übermäßige Belastung durch derartige wie Kopfsteuern wirkende Gemeindeabgaben, muß immer wieder mit Nachdruck erhoben werden.

Zum Schluß sei noch festgestellt, daß noch immer keine Abkehr von den in der Inflationszeit eingeführten und damals auch berechtigten Verzugszuschlägen beabsichtigt ist. Soweit die Nichteinhaltung der Fälligkeitstermine nicht auf ein absichtliches Verschulden des Steuerpflichtigen zurückzuführen ist, kann die Weitererhebung dieser ganz unberechtigten Mehrbelastung gerade schwächerer Steuerzahler bei der heutigen Wirtschaftslage nicht mehr verantwortet werden. Die Erhebung von Verzugszinsen dürfte vollkommen ausreichen, um dem Reich, den Ländern und Gemeinden den rechtzeitigen Eingang ihrer Steuern zu sichern. In diesem Zusammenhang muß ferner verlangt werden, daß das gleichfalls in der Inflationszeit eingeführte System der Steueranforderung und Mahnung durch öffentlichen Anschlag endlich wieder durch das früher angewandte und bestens bewährte System der Anforderung durch Steuerzettel und der schriftlichen Mahnung ersetzt wird. Gerade im Baugewerbe mit seiner großen Zahl ständig wechselnder Baustellen hat sich das Verfahren der öffentlichen Bekanntmachung als eine Quelle ständiger Reibungen mit den beteiligten Gemeindebehörden und weiterer unproduktiver Ausgaben erwiesen. Baldige Rückkehr zu geordneten Verhältnissen, die es den Steuerpflichtigen ermöglichen, sich rechtzeitig und ohne unnötige Schwierigkeiten über die ihnen obliegenden steuerlichen Verpflichtungen zu unterrichten, ist auch hier unbedingt notwendig.

Die Schaffung eines Reichsministeriums der Technik.

Die Durchführung des Londoner Gutachtens der Sachverständigen vom 3. April 1924, das die Eingliederung der Reichsbahn in den Reparationsplan vorsah, mußte naturgemäß auch den Aufbau des Reichsverkehrsministeriums beeinflussen. Durch das Gesetz über die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft vom 30. August 1924 ist das bislang staatliche Unternehmen „Deutsche Reichsbahn" in eine Gesellschaft privat-wirtschaftlichen Charakters übergeführt. Dem Reichsverkehrsministerium verblieb daher hinsichtlich seines bisherigen Hauptarbeitsgebietes, der Reichsbahn, nur noch eine beschränkte, überwachende Tätigkeit. Von verschiedenen Seiten wurde ihm deshalb die weitere Existenzmöglichkeit bestritten, und die Aufteilung der ihm noch verbleibenden technischen Tätigkeitsgebiete, insbesondere der Verwaltung der Wasserstraßen, des Luft- und Kraftfahrwesens, auf andere Ressorts gefordert.

Demgegenüber vertraten weite Kreise der Technik die Anschauung, daß eine Zusammenfassung der sämtlichen in den verschiedenen Reichsministerien zerstreuten technischen Arbeitsgebiete auf ein Ministerium notwendig sei, ähnlich wie dies schon in anderen Ländern geschehen ist. Auch der damalige Reichsverkehrsminister und jetzige Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Oeser, schloß sich dieser Forderung bei Eröffnung der Eisenbahntechnischen Ausstellung in Seddin am 14. September 1924 an und erklärte, daß es dem Deutschen Reich zieme, sich ein eigenes technisches Ministerium zu schaffen, und daß es deshalb falsch wäre, das Reichsverkehrsministerium, soweit es verbleibt, einem anderen Ministerium anzugliedern. Er teilte zugleich mit, daß auch das Reichskabinett gleicher Auffassung wäre. Das Reichsverkehrsministerium solle zu einer Heimstätte der deutschen Technik ausgebaut werden und durch Förderung der deutschen Technik die deutsche Wirtschaft befruchten und anregen.

Es besteht nunmehr die Absicht, folgende Dienstzweige in dem neuen Reichsministerium der Technik zusammenzufassen: die Reichsbahnaufsicht, die Reichswasserstraßen- und Elektrizitätswirtschaft, das Kraft- und Luftfahrwesen, die Reichsbauverwaltung, das Wohnungs- und Siedelungswesen, die Schiffahrtsangelegenheiten, das Reichsamt für Landesaufnahme, das Reichspatentamt, die Physikalisch-Technische Reichsanstalt und die Chemisch-Technische Reichsanstalt.

Auch in den Kreisen der Bauindustrie würde diese Zusammenfassung aller das Bauwesen berührenden Tätigkeitsgebiete in einem Reichsministerium auf das lebhafteste begrüßt werden. Allerdings muß dabei vorausgesetzt werden, daß die maßgebenden Männer an der Spitze des neuen Amtes Fachleute, d. h. Techniker sind, denen die Leitung und auch die Vertretung des Ministeriums nach außen übertragen wird, und nicht Persönlichkeiten, die nur nach politischen Grundsätzen für ihr Amt ausgesucht sind.

Auch der fünfte Ausschuß des Reichstages hat bei Beratung des Reichshaushaltes für das Rechnungsjahr 1925 eine Entschließung gefaßt, nach welcher das Reichsverkehrsministerium zur Ausübung der dem Reiche auf dem Gebiete der Verkehrshoheit im Land-, Wasser- und Luftverkehr zustehenden Rechte und zur Pflege der vom Reich zu verwaltenden oder zu überwachenden Verkehrseinrichtungen als solches erhalten bleiben müsse. Ferner hat der Ausschuß die Reichsregierung ersucht, die Reichsbauverwaltung baldigst zum Reichsverkehrsministerium überzuführen. Er hat ferner verlangt, daß beim Reichstag bis zum 30. September 1925 eine Denkschrift über die weitere Umgestaltung des Reichsverkehrsministeriums vorzulegen ist, hierbei sollte sich die Regierung von dem Gesichtspunkt leiten lassen, möglichst viele technische Verwaltungen anderer Ministerien dem Reichsverkehrsministerium als einem vorwiegend technischen Ministerium anzugliedern. R.

Zugehörigkeit zur Innung, Handwerks- oder Handelskammer.

Nicht selten wird der Versuch gemacht, die Unternehmungen der Bauindustrie zur Mitgliedschaft bei Zwangsinnungen und zu Beiträgen für Handwerkskammern heranzuziehen. Für die Beurteilung der Frage, ob ein Unternehmen zur Industrie oder zum Handwerk gehört, ist sein Gesamtcharakter maßgebend. Der industrielle Charakter einer Bauunternehmung kann deshalb nicht verneint werden, weil ihm einzelne Kriterien des fabrikmäßigen Betriebes, z. B. eine gemeinsame Arbeitsstätte, d. h. eine Fabrikanlage fehlt. Der Gegensatz ist nicht Handwerk und Fabrik, sondern Handwerk und Industrie.

Von den beteiligten Behörden und Kammern wurde die Schwierigkeit der Entscheidung vielfach dadurch umgangen, daß man einen Betrieb im Einzelfalle zu beiden Kammern veranlagte und einfach schätzte, der Betrieb sei zu so und so viel Prozent industriell und für den Rest handwerksmäßig. Bei dieser Entscheidung beruhigten sich oft die Betriebe, weil eine merklich höhere Belastung nicht eingetreten war. Empfindlicher wurde die Frage schon, wenn die Folgerung der Zugehörigkeit zu einer Zwangsinnung gezogen werden sollte. Im Hinblick auf das kommende Handwerkergesetz und die beabsichtigten Zwangsorganisationen des ganzen Handwerks sind solche Halbheiten bedenklich. Sie entsprechen auch nicht der Rechtslage.

Nach § 26 und 27 des Preuß. Handelskammergesetzes kann eine teilweise Heranziehung zum Handels- und Handwerkskammerbeitrag nur vorgenommen werden, wenn sich das Unternehmen in klar gesonderte Teilbetriebe trennen läßt. Diese Voraussetzung liegt bei einer gemischten Bauunternehmung im allgemeinen nicht vor. Die Leitung der Gesamtfirma ist in der Regel völlig einheitlich, die personellen und materiellen Betriebsmittel dienen wechselnd je nach Bedarf allen Teilen des Unternehmens. In diesem Falle kann auch nur einheitlich die Zugehörigkeit entweder zur Handelskammer oder zur Handwerkskammer in Frage kommen. In der Regel werden handwerksähnliche Betätigungen (dauernd oder vorübergehend) innerhalb einer industriellen Bauunternehmung lediglich dem Hauptbetriebe dienen und mit ihm in einem so engen Zusammenhange stehen, daß sie ihm wesentliche Grundlage und Stütze sind. Die überwiegende Mehrzahl der Verwaltungsbehörden und Gerichte entscheidet daher in ständiger Rechtsprechung, daß eine industrielle Bauunternehmung als Ganzes zu beurteilen ist und demnach auch nicht zu einem Teile zu den Kosten der Handwerkskammer heranzuziehen ist.

Von Interesse sind folgende Fälle aus neuerer Zeit:

Der Regierungspräsident zu Potsdam hat die Innungspflicht einer Mühle verneint, weil die Arbeitsteilung im Betriebe zwischen leitender, kaufmännischer und technischer Tätigkeit in einer über das bei Handwerksbetrieben übliche Maß hinausgehenden Weise durchgebildet, der Produktionsprozeß von Einkauf und Absatzgeschäft, Korrespondenz, Buchführung usw. weitgehend getrennt ist, und weil der Mühlenbesitzer sich in der Hauptsache auf die Gesamtleitung beschränkt. In Fällen, in denen der technische Prozeß und der Betriebsumfang keinerlei Anhaltspunkte für die Beurteilung des Betriebes bieten, müsse der organisatorische Gesamtcharakter des Unternehmens als maßgebender Gesichtspunkt betrachtet werden.

In einem anderen Falle hat das Landgericht Leipzig die Eintragungspflicht einer Bauglaserei in das Handelsregister verneint, weil der Inhaber des Betriebes sich persönlich an der Herstellung der Arbeitserzeugnisse beteiligt und sich nicht nur auf die Leitung des Betriebes beschränkt hat. Die Tatsache, daß er sein Unternehmen als „Fabrik" bezeichnet, daß die Geschäftsführung kaufmännische Buchführung erfordert und zum Abtransport der fertigen Erzeugnisse ein Kraftwagen benutzt wird, rechtfertigt nicht die Annahme, daß der handwerksmäßige Betrieb sich zu einem fabrikmäßigen ausgewachsen habe. Der Betriebsinhaber sei daher Handwerker und Minderkaufmann und könne nicht als Vollkaufmann in das Handelsregister eingetragen werden. R.

Der Arbeitsmarkt im Baugewerbe. Die Bautätigkeit nahm in der ersten Aprilhälfte weiter zu, so daß die Arbeitslosigkeit im Baugewerbe dauernd und wesentlich zurückgeht. Diese Besserung der Lage machte sich namentlich im Hochbau geltend; an einzelnen Stellen (Bremen, Lübeck, Glatz, Freistaat Sachsen, Augsburg und Stuttgart) war ein Mangel an Maurern bemerkbar; Bauhilfsarbeiter fehlten in Stuttgart. — In Berlin wie in einer Reihe anderer Städte (Breslau, Duisburg, Kassel) sind neben Wohnungsbauten jetzt auch eine größere Anzahl Bauten — vor allem Erweiterungsbauten — von Fabriken, Schulen, Krankenhäusern usw. geplant.

Den starken Rückgang der arbeitslosen Bauarbeiter in Berlin zeigen die folgenden Zahlen:

Arbeitsuchende	28. März	11. April	Veränderung
Maurer	1434	507	— 64,6 vH
Zimmerer	544	390	— 28,3 „
Ungelernte Bauarbeiter	992	540	— 44,4 „
Bauarbeiter überhaupt	6307	3469	— 45 „

Zu Lohnkämpfen kam es in mehreren Gebieten des Reichs. In Hamburg und in Pommern haben die Arbeitgeber, nachdem die Arbeiter durch Teilstreiks Lohnforderungen durchzusetzen versucht hatten, die Aussperrung verhängt. In Berlin ist es verschiedentlich zu Arbeitseinstellungen der Zimmerer und Einschaler und zu übertariflichen Lohnforderungen der Maurer gekommen. Am 15. April traten in Schlesien die Bauarbeiter in größerer Zahl in Streik.

Großhandelsindex.

11. 3.	25. 3.	8. 4.	15. 4.	22. 4.
136,3	132,9	131,2	131,4	130,8

Reichskonferenz der Betonbauarbeiter. Am 14. und 15. April fand in Cassel die erste Reichskonferenz der im Deutschen Baugewerksbund organisierten Betonbauarbeiter statt. Die Tagesordnung enthielt die Punkte:

1. Entwicklung, Technik und Praxis im Betonbaugewerbe.
2. Die Lohn- und Arbeitsverhältnisse im Betonbaugewerbe.
3. Organisationsfragen.

In den Verhandlungen wurde ausgeführt, daß der Eisenbetonbau sich immer mehr einführe wegen seiner Haltbarkeit, Feuersicherheit und geringen Erhaltungskosten. Der Beton- und Tiefbau werde deshalb immer ausschlaggebender bei der Gestaltung der Lohn- und Arbeitsbedingungen aller Bauarbeiter. Die Zahl der Betonarbeiter betrage heute etwa 50000, sie hätten aber vorläufig nicht die gewerkschaftliche Macht, die ihnen zukomme. Wenn es wahr sei, daß von 32000 Arbeitern 62% über 48 Stunden wöchentlich arbeiten, so sei von einer gewerkschaftlichen Macht nicht zu reden. — In der Lehrlingsfrage müßten die Gewerkschaften eingreifen und Änderungen der Gewerbeordnung fordern. Gegen eine Lehrlingsausbildung im Betonbaugewerbe sei nichts einzuwenden, man müsse aber verlangen, daß die Lehrlinge in gemischten Betrieben ausgebildet werden. Der Lehrvertrag für Zementfacharbeiter, den die Betonbauunternehmer aufgestellt hätten, erfordere eine scharfe Kampfeinstellung. Die Beton- und Tiefbauunternehmer seien auf dem Gebiet der Tarifverträge am schwersten vorwärts zu treiben.

Hauszinssteuer in Preußen. Der Minister für Volkswohlfahrt stellte fest, daß es nicht angängig ist, die Bewilligung von Hauszinssteuerhypotheken von der Bedingung abhängig zu machen, den Neubau bei einer bestimmten Feuerversicherungsanstalt zu versichern. Beschwerden sind in solchen Fällen an die zuständige Kommunalaufsichtsbehörde zu richten (Regierungspräsident). Anträge des privaten Baugewerbes dürfen auf Berücksichtigung rechnen, sofern die Finanzierung der Bauvorhaben auch im übrigen vollständig gesichert ist. Bisher sind in erster Linie gemeinnützige Siedlungsgesellschaften bei der Vergebung berücksichtigt worden. Der auf den Staat entfallende Anteil an dem zur Förderung der Neubautätigkeit bestimmten Hauszinssteueraufkommen wird für das Rechnungsjahr 1924 auf rund 50 Millionen Reichsmark geschätzt. Dieser Betrag stellt den „Staatlichen Ausgleichsfonds" dar.

Verdingungswesen. In der Sitzung des volkswirtschaftlichen Reichstagsausschusses vom 19. 2. 25 über Handwerks- und Mittelstandsfragen wurde über das Verdingungswesen verhandelt. Der Regierungsvertreter erklärte, die Länder hätten zur Reichsverdingungsordnung Stellung genommen, ein Rahmenentwurf sei in 3 bis 4 Wochen zu erwarten. Der kurze Antrag der Demokraten, der „baldige Vorlegung eines Verdingungsgesetzentwurfes" verlangt, wurde abgelehnt, der Antrag des Zentrums, „das öffentliche Verdingungswesen in einer für alle Vergebungsstellen verpflichtenden Form unter Zugrundelegung der Vorschläge des Reichsverdingungsausschusses und der dazu erfolgenden Gutachten der zuständigen Wirtschaftsverbände baldigst neu zu regeln", wurde einstimmig angenommen.

Zahlungsweise für Lagerplatzmieten der Reichsbahn-Gesellschaft. Der Reichsverband der Deutschen Industrie hat bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft beantragt, daß die Lagerplatzmieten künftig nicht mehr vierteljährlich, sondern nur noch monatlich zu bezahlen sind. In einem Bescheide vom 17. Januar d. J. erklärt die Hauptverwaltung der Reichsbahn, daß sie bereit sei, mit Rücksicht auf die augenblickliche Geldknappheit Zahlungserleichterungen zuzulassen. Sie habe die Reichsbahndirektion ermächtigt, wirtschaftlich schwächeren Mietern auf Antrag anstatt der vierteljährlichen Vorauszahlung der Mieten für Lagerplätze eine monatliche Vorauszahlung auf Widerruf zu gestatten.

Änderungen zum Eisenbahngütertarif. Am 20. April 1925 tritt der Nachtrag IV zum Eisenbahngütertarif in Kraft, welcher für die Bauindustrie bemerkenswerte Änderungen enthält:

In der Tarifstelle „Eisenbetonwaren" sind folgende bislang in Wagenladungsklasse D befindlichen Güter in Klasse E eingereiht: „Balken, Träger, Masten und Säulen einschl. der zu ihrer Aufstellung und Zusammensetzung notwendigen, zugleich mit ihnen verladenen Teile aus Eisenbeton, Eisenbahnschwellen, Gewächshaus- (Treibhaus-) Teile". Diese Änderung bedeutet eine Verbilligung um 35,5 vH.

Folgende „Beton- und Eisenwaren" sind künftig zur Beförderung in großräumigen offenen Wagen zugelassen und in das entsprechende Verzeichnis III der Allgemeinen Tarifvorschriften eingereiht:

a) Asch- und Müllkästen, Bottiche, Behälter,
b) Rohre, auch die zugehörigen Verbindungsstücke (Bogen, Knie, Abzweigungsrohre).

Unter die Tarifstelle „Baracken und ähnliche Gebäude, neu, zerlegt" der Wagenladungsklasse C fallen künftig auch Wellblechhäuser, einschl. der Türen, Fenster, Holzfußböden und sonstigem Zubehör.

In der Tarifstelle „Eisen- und Stahl, Eisen- und Stahlwaren" ist die Ziffer 1a „Baubeschläge" in Wagenladungsklasse D neu gefaßt. Zu den Baubeschlägen gehören künftig: Türbeschläge, Fensterbeschläge, Fensterladenbeschläge, Dachbeschläge und sonstige Beschläge, z. B. Balkenanker, Bauklammern, Betonkrebse, Gerüstklammern, Mauerhaken usw.

Von der genannten Tarifstelle sind ausgeschlossen: Schlösser, Riegel, Fensterdrehstangen usw., schmiedeeiserne und gußeiserne Dachfenster.

In die Tarifstelle „Eisenbahnoberbaugegenstände" der Klasse C sind die bislang dort nicht genannten „Drehscheiben für Feld- und Förderbahnen" eingereiht.

Bei Versand von Schnittholz dürfen die mancherorts üblichen, aber nicht „handelsüblichen" bzw. „tarifmäßigen" Ausdrücke: „Staken", „Stakschalen", „Schalung" im Frachtbrief nicht angewandt werden, wenn das Nutzholz nach Wagenladungsklasse D verrechnet werden soll. Eine derartige tariflich falsche Bezeichnung hat die Anwendung der Sätze der Wagenladungsklasse A zur Folge. Die Bezeichnung „Schalbretter" im Frachtbrief ist dagegen zu den Sätzen der Wagenladungsklasse D zulässig.

In der Eisenbahn-Verkehrsordnung sind gemäß Nachtrag III die Bestimmungen über Verladung von „Brettern in Blockform", von „Holz mit unregelmäßigen Lagerflächen", z. B. Telegraphenstangen, Leitungsmasten, lange Rundhölzer usw, neu gefaßt; desgleichen die Bestimmungen über die Verladung „schwerer Gegenstände" wie Eisenbauteile, Radsätze, Fahrzeuge, Schienen, Langeisen und dergleichen.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

Gesetz zur Regelung des Finanzausgleiches zwischen Reich, Ländern und Gemeinden im ersten Halbjahr des Rechnungsjahres 1925 vom 26. März 1925 (RGBl. I, S. 29).

Gesetz über die Verlängerung der Fristen der 3. Steuer-Notverordnung vom 27. 3. 1925 (RGBl. I, S. 29). Die Frist für die Anmeldung von Aufwertungsansprüchen (für Hypotheken usw.), die nach der 3. Steuer-Notverordnung am 31. März abgelaufen wäre, wird bis zum 30. Juni 1925 verlängert. Die Aufwertungsvorschriften der 3. Steuer-Notverordnung sowie die Bestimmungen dieser Verordnung über die Verzinsung und Einlösung von Anleihen des Reichs, der Länder und Gemeinden treten mit der gesetzlichen Neuregelung der Aufwertung, jedoch spätestens am 30. Juni 1925 außer Kraft.

7. Durchführungsbestimmungen über die Vorauszahlungen auf die Einkommen- und Körperschaftssteuer auf Grund der 2. Steuer-Notverordnung. (RMinBl. 1925, S. 265.) Den körperschaftssteuerpflichtigen Gesellschaften wird ein Wechsel in der Bemessungsgrundlage für die Vorauszahlungen auf die Körperschaftssteuer gestattet mit äußerster Frist bis 24. April 1925.

Die 4. Durchführungsbestimmung über die Vorauszahlungen auf die Einkommensteuer vom 28. III. 24 bestimmte, daß sich für Handwerker (Maurer- und Zimmererbetriebe) die Vorauszahlungen nach den Betriebseinnahmen, von denen keinerlei Beträge, auch nicht Löhne und Gehälter abgezogen werden dürfen, bemessen. Der Vorauszahlungssatz beträgt 0,6 vH der Betriebseinnahmen (früher 0,8 vH). Der Begriff des Handwerks war in der genannten Durchführungsbestimmung wie folgt definiert:

> „Der Begriff des Handwerks beruht auf der handwerksmäßigen und handwerksüblichen Herstellungsweise; diese setzt voraus, daß der Inhaber des Gewerbebetriebes nicht lediglich durch Leitung des Betriebes oder durch Aufnahme von Bestellungen oder durch Verhandlungen mit Lieferern oder Kunden, sondern durch persönliche Mitarbeit sich an der Herstellung der Arbeitserzeugnisse beteiligt. Durch die Benutzung von maschinellen Hilfsmitteln wird der Begriff des Handwerks nicht ausgeschlossen. Aus der Zugehörigkeit eines Unternehmens zur Handwerks- (Gewerbe-) Kammer wird im allgemeinen ein brauchbarer Anhaltspunkt für die Einordnung des betreffenden Betriebes gewonnen werden können."

Das regelmäßige Begriffsmerkmal für einen Handwerker war bisher also seine „persönliche Mitarbeit". Die neue Durchführungsbestimmung erweitert den Handwerksbegriff wie folgt:

> „In zahlreichen Fällen kann der Inhaber des Betriebs sich durch persönliche Mitarbeit nicht beteiligen, gleichwohl aber kann er — insbesondere wegen seiner pflichtmäßigen Zugehörigkeit zur Handwerkskammer — als Handwerker angesehen werden (z. B. Bauhandwerker u. a. Großhandwerksbetriebe)".

Teilstundung der Vorauszahlungen für die Einkommen aus Grundbesitz, aus freiem Beruf und Arbeitslohn für das 1. Kalendervierteljahr 1925 (R.St.Bl. 1925, S. 77). Wer über 2000 RM. vierteljährlich aus freiem Beruf oder Arbeitslohn bezieht, zahlt vom Überschuß über die Werbungskosten von den ersten 2000 RM. 10 vH, von den weiteren 2000 RM. 15 vH (früher 20 vH, 5 vH sind gestundet), von dem weiteren Betrag 20 vH.

5. Verordnung zur Durchführung des Gesetzes über die Industriebelastung vom 6. 4. 25 (RGBl. II, S. 156). Die Nennbeträge der Industrieobligationen werden um 8 vH, nämlich von 17,1 auf 15,73 vH des Betriebsvermögens ermäßigt. Es handelt sich hierbei lediglich um die Belastungen, die sich auf die äußere Haftung für die 5-Milliarden-Last aus dem Dawesabkommen beziehen. Der innere, effektive Aufbringungssatz wird sich voraussichtlich unter der äußeren Belastung halten, weil zur Aufbringung ein größerer Kreis herangezogen wird als zur Haftung.

Richtlinien über die Gewährung von Nachentschädigungen für Liquidations- und Gewaltschäden (R.Min.Bl. 1925, S. 245). Deutschen Reichsangehörigen, die für ihre infolge der Durchführung des Versailler Vertrages erlittenen Vermögensnachteile auf Grund des Liquidationsschädengesetzes vom 20. November 1923 eine Entschädigung von zwei Tausendsteln des Friedenswertes der eingebüßten Gegenstände erhalten haben, soll nunmehr eine Nachentschädigung, gestaffelt je nach Höhe des Schadens (zwischen 6 und 100 Prozent), gewährt werden.

Richtlinien über die Gewährung von Wiederaufbaudarlehen für Liquidations- und Gewaltschäden (R.Min.Bl. 1925, S. 260). Einem Beschädigten, dessen Vermögensnachteil im Sinne des Liquidationsschädengesetzes über 200 000 M. beträgt, kann aus Mitteln des Reichs zum Wiederaufbau seines Unternehmens ein Wiederaufbaudarlehen gewährt werden.

Bekanntmachung des Reichskohlenrats betr. die Voraussetzung für waggonweise Bezüge von Brennstoffen vom 1. April 1925 (R.-Anz. v. 2. 4. 25, Nr. 78). Brennstoffverbraucher, die mindestens eine Wagenladung von 15 t Brennstoffe ab Werk, Umschlagsplatz oder Stapelplatz abnehmen, können die Bestellung bis auf weiteres bei einem Händler oder Syndikat einreichen. Der Kaufpreis ist auf Verlangen vor Lieferung der Brennstoffe zu entrichten. Auf Anfrage ist der Reichskohlenverband zur Auskunft über die Angemessenheit des Preises verpflichtet.

Anordnung über die Zuschläge und Prämien für Notstandsarbeiter v. 18. I. 24 (RGBl. I, S. 35). Die Geltungsdauer ist bis zum 30. IV. 1925 verlängert.

Rechtsprechung [1]).

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. Aufwertung. (Abgesehen von den in der 3. StNVO. geregelten Fällen.) Wir fahren in der Zusammenstellung der Rechtsprechung fort. Die nachfolgenden Entscheidungen betreffen das Ausmaß der Aufwertung. Da es sich bei der Aufwertung um ein Abwägen aller Umstände des Einzelfalles und um die Feststellung handelt, was der Geldschuldner nach Treu und Glauben (§ 242 BGB.) zu leisten hat, so fehlt es an klaren Richtlinien, die es etwa ermöglichen könnten, im Einzelfalle formelmäßig zu berechnen, wie hoch der aufgewertete Anspruch in Goldmark anzusetzen ist. Das RG. hat zwar Ende 1923 (RG. V vom 28. 11. 23, Bd. 107, S. 78) den Grundsatz „Mark gleich Mark" verlassen, es hat aber nicht an Stelle des schwankenden Wertmessers der Papiermark einen anderen Wertmesser als maßgebend erklärt.

a) Notwendig ist in jedem einzelnen Falle die Abwägung der Interessen der beiden Parteien unter Berücksichtigung ihres gesamten Verhaltens und ihrer Verhältnisse, um einen gerechten und billigen Ausgleich zu finden. (RG. VI vom 29. 10. 23, Bd. 107, S. 128.)

[1]) Abkürzungen: RG I, II . ., Bd. = Reichsgericht I. Zivilsenat, II. Zivilsenat. Amtliche Sammlung der Entscheidungen in Zivilsachen. JW. = Juristische Wochenschrift. DJZ. = Deutsche Juristen-Zeitung. Gew.Ger. = Gewerbegericht.

Um Klarheit zu gewinnen, muß man zunächst an den Fall der reinen Aufwertung denken, und diejenigen Fälle, wo sich eine andere Rechtslage mit dem Falle der Aufwertung vermischt, ausscheiden. Zum Aufwertungsbegriff:

b) Nachdem die Papiermark jede Eignung als Wertmesser verloren hat, bedeutet Aufwertung Ermittlung des Betrages, der dem Gläubiger nach der Natur seines Anspruches und allen dafür in Betracht kommenden Verhältnissen in einem zuverlässigen Wertmesser zusteht. (O.L.G. Breslau 30. 10. 24, J.-W. 25, S. 73.)

c) N. verlangt lediglich dasselbe, was ihm auf Grund der ursprünglichen Vertragsabrede zusteht, indem er sein Leistungsbegehren in dieselbe Form kleidet, die der Tatsache der Geldentwertung Rechnung trägt, d. h. er verlangt die vertraglich vereinbarten 20 000 M. zu dem Werte, den sie zurzeit des Vertragsschlusses hatten. (Kammergericht XII vom 29. 10. 24, J.-W. 25, S. 274.)

Zu unterscheiden ist die Geldentwertung und die echte Teuerung einer Ware. Die Vertragsparteien sprechen vielfach allgemein von „Preissteigerung", „Überteuerungen" usw. in dem Sinne, als ob es sich dabei um wirkliches Anziehen der Preise handele. (RG. VI 23. 5. 24, Bd. 108, S. 125.) Im allgemeinen ist diese sogenannte Preissteigerung bis zum Beweise des Gegenteiles nur als eine Auswirkung der allmählich fortschreitenden Geldentwertung anzusehen. Dagegen bleibt die echte Warenteuerung bei der Frage der Aufwertung außer Betracht.

d) Geldentwertung und veränderte Kaufkraft des Geldes sind nicht gleichbedeutend. Die Kaufkraft des Geldes wird zwar beeinflußt durch die Geldentwertung, durch den Verlust des Geldes an seinem Kurswert, aber nicht dadurch allein, sondern auch durch Umstände, die unabhängig von der Geldentwertung eine Verteuerung der Waren verursachen, und bei gleichbleibendem Geldwerte nur durch solche Umstände, als da beispielsweise sind: Knappheit an Rohstoffen, gesteigerte Löhne bei verkürzter Arbeitszeit, teuere Kredite, hohe Frachtsätze. Tritt eine Teuerung auf der Warenseite ein, so hat diese insofern eine Minderung der Kaufkraft des Geldes zur Folge, als man nicht mehr die gleiche Menge Waren derselben Art und Güte für den gleichen und gleichwertigen Geldbetrag kaufen kann. Die Begriffe „Geldentwertung" und „Teuerung" sind daher, was in der Rechtsprechung nicht immer beachtet worden ist, für die Frage der Aufwertung streng auseinander zu halten. Nur die Geldentwertung, nicht auch die Warenteuerung ist bei der Aufwertung zu berücksichtigen.

Heute so wenig, wie in früheren Zeiten, kann der Käufer, der einen Lieferungsvertrag auf Zeit abgeschlossen hat, beanspruchen, daß der vereinbarte Kaufpreis entsprechend erhöht wird, wenn während der Lieferzeit eine echte Verteuerung der zu liefernden Ware eingetreten ist, wie ihm auch nicht zugemutet werden kann, sich mit einem geringeren Preise zu begnügen, wenn der Marktpreis der Ware zwischenzeitlich gesunken ist. Jedem Lieferungsgeschäft wohnt insofern ein Spekulationsmoment inne. (R.G. VI vom 7. 11. 24, Bd. 109, S. 146.)

e) Insoweit als der heutige Preis nicht auf Geldentwertung, sondern auf Warenkonjunktur beruht, handelt es sich um einen Vorteil, der dem Käufer allein zugute kommt. Denn die Aufwertung soll den Verkäufer nur gegen den Nachteil der Folgen des Währungsverfalls schützen. (R.G. II vom 27. 11. 24, Bd. 109, S. 241.)

Es ist ferner zu unterscheiden, ob bei zweiseitigen Verträgen die Aufwertung verlangt wird vor Beginn der Sachleistung oder nach deren Erfüllung. Namentlich im ersteren Falle gelten auch jetzt noch die Grundsätze der Rechtsprechung über die sogenannte clausula rebus sic stantibus, daneben und darüber hinaus gelten die Grundsätze über die Aufwertung.

f) Muß der Sachschuldner dem Vertragsgegner seine volle Leistung erst noch gewähren, wird er demgemäß zur Lieferung gegen Zahlung eines aufgewerteten Betrages verurteilt, so wäre es gerade bei solchen Fällen unverkennbar eine besondere Härte und Unbilligkeit, wenn die Aufwertung erheblich unter dem Werte der Sachleistung liegen würde, oder wenn sie gar nur einen geringen Bruchteil des Wertes ausmachen sollte. Derartige Fälle verlangen daher tunlichst Annäherung an den gegenwärtigen Wert der ausstehenden Sachleistung. Diese Annäherung darf sich indessen immer nur im Verhältnis auswirken, in dem zur Zeit des Vertragsabschlusses Leistung und Gegenleistung zueinander standen.

Wesentlich anders liegen die Fälle, wo nur noch die Geldschuld zu entrichten ist. Zwar wird und darf sich auch hier der Geldgläubiger (Sachschuldner) darauf berufen, daß er die eigene Leistung vollwertig bewirkt habe. Allein es ist doch ein erheblicher Unterschied, ob dem Sachschuldner zugemutet wird, nach eingetretener Geldentwertung seine vollwertige Leistung erst zu bewirken oder ob der geschuldete Sachwert schon hingegeben war und es sich nur noch darum handelt, die durch den Währungsverfall entwertete Gegenleistung angemessen zu bestimmen. Es muß unbillig erscheinen, vom Sachschuldner zu verlangen, daß er eine vollwertige Sachlieferung gegen eine offensichtlich wertlose und nur zu einem geringen Bruchteil aufgewertete Geldleistung mache. War hingegen die Sachlieferung bereits bewirkt und steht nur die Aufwertung der Geldschuld in Frage, dann ist, wirtschaftlich gesehen, der Schaden im Gegensatz zum vorigen Falle schon eingetreten und es wird sich nur darum handeln, wie sich — unter gleichzeitiger Berücksichtigung des vorausgesetzten Wertverhältnisses von Leistung und Gegenleistung — das Verhältnis des Geldwertes in der Zeit vom Vertragsabschluß bis zur Zahlung gestaltet hat. Für solche Rechtslagen werden dann allerdings die verschiedenen jeweils in Frage kommenden Inlandsmeßzahlen besondere Bedeutung haben. (RG. I vom 27. 10. 24, Bd. 109, S. 100.)

Schließlich ist auch zu unterscheiden zwischen dem allgemeinen Aufwertungsanspruch und Schadenersatzansprüchen. Der Schadensersatzanspruch geht weiter als die Aufwertung. Häufig ist der Geldschuldner z. B. im Verzuge, und nach § 288 Abs. 2 BGB. schadenersatzpflichtig. Der Ersatzanspruch umfaßt den vollen Schaden, während bei der reinen Aufwertung die Höhe der Forderung unter billiger Berücksichtigung aller Umstände des Einzelfalles bestimmt wird. Bei Schadenersatzforderungen ist z. B. auch die reine Warenteuerung zu berücksichtigen, die bei der reinen Aufwertung außer Betracht bleibt.

g) Zwei rechtliche Gesichtspunkte sind voneinander getrennt zu halten, nämlich Schadensersatz und Aufwertung. Sie haben an sich begrifflich nichts miteinander gemein. Wer Schadensersatz zu verlangen hat, muß so gestellt werden, wie er ohne das schädigende Ereignis stehen würde. Die Pflicht zum Schadensersatz umfaßt somit schon begrifflich und ohne weiteres den Geldentwertungsschaden, dessen Auswirkung zur Zeit der Urteilsfällung maßgebend ist. Daß dadurch auch für den Schadensersatz aus § 249 BGB. der Einwand nicht abgeschnitten wird, der Gläubiger würde ohne den Eintritt des schädigenden Ereignisses bei früherer Zahlung sein Geld vor Entwertung nicht oder doch nicht vollständig haben schützen können, bedarf kaum der Hervorhebung. (RG. I vom 11. Okt. 24, JW. 25, S. 230.)

h) Die Unterscheidung zwischen dem Kaufwert und dem inneren Werte des Geldes findet keine Anwendung, wo es sich um Entschädigungsforderung wegen Verlust einer Sache handelt. In solchen Fällen ist der Kaufwert des Geldes entscheidend. (RG. VI vom 21. 11. 24, JW. 25, S. 229.)

Wir kehren zurück zu der Höhe der Aufwertung beim Regelfall. In der Rechtsprechung der OLG. zeigte sich vielfach die Neigung, zu einem Schema der Umrechnung zu gelangen. Dies wird vom RG. verworfen.

i) Wie das Reichsgericht wiederholt ausgesprochen hat, sind für die Bemessung der Aufwertung die Umstände jedes einzelnen Falles unter Berücksichtigung der beiderseitigen Belange zu prüfen (§ 242 BGB). Eine schematische Aufwertung auf etwa 60 vH der Schuldsumme, wie sie nach der ständigen Rechtsprechung des Berufungssenats erfolgt, ist nicht zu billigen. (RG. VI vom 14. Nov. 1924, JW. 25, S. 228.)

k) Wenngleich die Aufwertung auf einer Schätzung beruht, die als solche auf tatsächlichem Gebiete liegt, so kommen doch dabei allgemeine Rechtsgrundsätze zur Anwendung und insoweit unterliegt das Urteil der Nachprüfung des Revisionsgerichtes. Der Vorderrichter bemißt die Aufwertung einzig und allein nach dem Stande der Goldmark. Das ist nicht angängig. Die Goldmarktabellen ebenso wie die Dollarkurse vermögen für Inlandsgeschäfte nur Anhaltspunkte zu geben, können aber niemals rechnerisch genau der Umwertung der Vertragspreise zugrunde gelegt werden. (RG. I v. 27. 10. 24, Bd. 109, S. 97.)

Sichtlich schiebt das Reichsgericht den Gesichtspunkt in den Vordergrund, daß Leistung und Gegenleistung sich einigermaßen entsprechen sollen, zweitens, daß die Aufwertung weder zu einer Bereicherung noch zu einer Benachteiligung des einen Vertragsteiles auf Kosten des anderen führen darf (z. B. RG. I vom 27. 10. 24, Bd. 109, S. 97). Gelangt die Abwägung der beiderseitigen Interessen zu einem Ergebnis, welches diesen Hauptgesichtspunkten widerspricht, so verlangt das Reichsgericht eine besonders schwerwiegende Begründung für diese Abweichung.

l) Es ist sehr wahrscheinlich, daß dem Kläger ein ungerechtfertigter Vorteil aus der Geldentwertung zufließen würde, wenn er (wie vom OLG entschieden) für einen Kartoffelgraber nur 52 Goldmark zu zahlen braucht, während er ihn für 150 Goldmark weiter verkaufen kann, oder gar der übliche Händlerpreis ca. 290 GM. beträgt. Es müssen schon ganz besondere vom OLG. nicht dargelegte

Umstände vorliegen, um eine derartige Differenz gerechtfertigt erscheinen zu lassen. (RG I vom 22. 10. 24, JW. 25, S. 234.)

m) Nach Untersuchung der erheblichen Störung des Verhältnisses zwischen Leistung und Gegenleistung erklärt das RG, es sei hiernach nicht zu billigen, wenn der Vorderrichter die von ihm berechnete Aufwertung wegen Verzug des Sachschuldners ohne weiteres um 50 vH herabgesetzt habe. (RG. I v. 27. 10. 24, Bd. 109, S. 97.)

(Fortsetzung in der nächsten Nummer.)

2. Arbeitsrecht. a) Für Klagen von Notstandsarbeitern, die im Rahmen der gesetzlichen Erwerbslosenfürsorge beschäftigt werden, ist das Gewerbegericht nicht zuständig, und zwar auch dann nicht, wenn die Arbeit einer privaten Firma gemäß besonderen Akkordbauvertrages als sogenannte „Kleine Notstandsarbeit" übertragen wurde. Die Beschäftigung des Notstandsarbeiters ist kein Arbeitsverhältnis, sondern eine Form der Erwerbslosenfürsorge. Zulässig sind Beschwerden beim Verwaltungsausschuß des öffentlichen Arbeitsnachweises. (Gew.-Ger. Neustadt a. d. Hdt. am 17. 10. 24. — G. u K. G. 1924, S. 186.)

b) Erklärt sich ein Schwerbeschädigter ausdrücklich oder auch nur stillschweigend mit seiner Kündigung einverstanden, so kommt eine Zustimmung der Hauptfürsorgestelle (§ 13 d. G. vom 12. 1. 23) nicht in Frage. Diese wird durch das ausdrückliche oder stillschweigende Einverständnis des Schwerbeschädigten ersetzt. (Gew.-Ger. Witten am 25. 4. 24, Blätter für Arbeitsrecht 1925, Nr. 9.)

Bemerkung: Die Zustimmung der Hauptfürsorgestelle ist nach § 17 des Schwerbeschädigtengesetzes überhaupt nicht erforderlich, wenn der betreffende Schwerbeschädigte ausdrücklich nur zu vorübergehender Aushilfe, für einen vorübergehenden Zweck oder versuchsweise angenommen wird, es sei denn, daß das Arbeitsverhältnis über 3 Monate hinaus fortgesetzt wird. Solche Einstellungen müssen aber der Hauptfürsorgestelle unverzüglich angezeigt werden.

Nach einem Bescheid des Reichsarbeitsministers vom 21. 3. 21 (RGBl. 21, S. 667) liegt dieser Fall insbesondere bei Notstandsarbeiten vor, da bei diesen regelmäßig mit dem Ende der Arbeit auch die Tätigkeit der dort Beschäftigten ohne ausdrückliche Kündigung endet.

c) Betriebsratsmitglieder, welche den Arbeitgeber auf Grund eines Beschlusses einer Betriebsversammlung nötigen, einen nicht organisierten Arbeiter zu entlassen, sind dem Entlassenen gegenüber nach § 826 BGB. schadensersatzpflichtig. (Kammergericht, 5. ZS. am 5. 7. 24. — JW. 25, S. 269.)

d) Die Ausübung des vertraglichen Rechtes zur jederzeitigen Lösung des Arbeitsverhältnisses — Kündigungsausschluß (wie im Baugewerbe üblich) — im Falle der Erkrankung stellt keine unbillige Härte dar. (Gew.-Ger. Berlin als Arbeitsgericht am 26. 9. 1924, Schlichtungswesen 1924, S. 195.)

e) Durch die Zusicherung, daß Maßregelungen wegen des Streiks nicht erfolgen sollen, begibt sich der Arbeitgeber nicht des Rechts, solche Personen fristlos zu entlassen bzw. nicht wieder einzustellen, die anläßlich des Streiks strafbare Handlungen begangen haben. (LG. III Berlin 9, ZK. vom 2. 10. 24. — Arbeitsrechtliche Beilage der Mitteilungen d. Ver. d. d. Abg. Verb. 1925, Nr. 8.)

f) Ein Gewerbebetrieb ist ein gegen Angriffe i. S. des § 823 BGB. geschütztes Rechtsgut; die Störung eines solchen Gewerbebetriebes ist auch dann widerrechtlich, wenn die hierbei verübten Handlungen nicht gegen das Strafgesetz oder die guten Sitten verstoßen. Eine solche widerrechtliche Störung des Betriebes liegt vor, wenn neu eingestellte Leute, nachdem sie mit Mühe angelernt waren, des ständigen Anhaltens und Ansprechens durch Streikposten überdrüssig werden und wegbleiben und wenn Arbeitsuchende infolge der Aufstellung der Streikposten das Betriebsgrundstück nicht zu betreten wagen. Die Leiter der Streikorganisation bzw. der Verband, in dessen Auftrag sie handeln, sind gemäß § 31 BGB. zum Ersatz eines etwa entstehenden Schadens und zur Unterlassung der Wiederholung schadenbringender Handlungen verpflichtet. Gegen sie ist der Erlaß einer einstweiligen Verfügung, durch welche die Behinderung Arbeitswilliger verboten wird, gerechtfertigt. (Urteil des OLG. Stuttgart vom 13. I. 25, Bay. I. u. HZ. 1925, Nr. 13.)

3. Die Reichsbahn haftet bei Beförderung im offenen Güterwagen für auffallenden Gewichtsabgang und Verlust ganzer Stücke. Nach § 86 der Eisenbahnverkehrsordnung hat die Reichsbahngesellschaft bei Beförderung von Frachtgut, auch wenn sie im offenen Wagen erfolgt, jeden Schaden, der durch „auffallenden" Gewichtsabgang und Verlust ganzer Stücke entstanden ist, zu ersetzen.

Nach einer Entscheidung des Reichsgerichts (Bd. 100, S. 82) ist unter „auffallendem" Gewichtsabgang ein solcher zu verstehen, „der dasjenige Maß übersteigt, das mit den Gefahren einer regelrecht verlaufenden Beförderung verbunden zu sein pflegt und in ihnen seine Erklärung findet." Die von der Reichsbahn in letzter Zeit vertretene Anschauung, daß ein Gewichtsabgang von 5—8 vH nicht als auffallend zu bezeichnen sei, muß für baugewerbliche Frachten als unrichtig abgelehnt werden. Bei Verladung z. B. von Zement darf entsprechend der einheitlichen allgemeinen Lieferungsbedingungen des Deutschen Zementbundes höchstens mit einem Streuverlust von 1—2 vH und von Bauholz mit einem Gewichtsverlust durch Austrocknen von höchstens 2 vH gerechnet werden (vgl. auch § 87, Ziff. 1 d. Eisenbahnverkehrsordnung).

Im übrigen sei darauf hingewiesen, daß die Reichsbahn von der Haftung nicht frei wird, wenn der Gewichtsabgang auf Diebstahl zurückzuführen ist. Sie hat ohne Rücksicht auf die Ursachen jeden auffallenden Gewichtsabgang und den Verlust ganzer Stücke zu ersetzen.

4. Reichsfinanzhof. a) Die Baggerei gehört nicht zum be- und verarbeitenden Gewerbe im Sinne der 2. Steuernotverordnung, Vorauszahlungen sind deshalb nach der allgemeinen Norm des § 5 zu entrichten. Der Reichsfinanzminister kann für bestimmte Gruppen von Steuerpflichtigen Vorschriften über eine von der gewöhnlichen des § 5, Abs. 1 der Steuernotverordnung abweichende Regelung der Vorauszahlungen treffen. In den ersten Durchführungsbestimmungen zur 2. Steuernotverordnung, Abschnitt 2 G. I hat der Minister für den Bergbau, die Industrie und das sonstige be- und verarbeitende Gewerbe solche abweichenden Bestimmungen getroffen. Der Reichsfinanzhof ist der Ansicht, daß die Baggerei nicht zum Kreise dieser Steuerpflichtigen gehört: Soweit sie zur Verbesserung der Schiffahrtsmöglichkeiten betrieben wird, will sie überhaupt keine Güter erzeugen; soweit sie der Gewinnung von Sand, Kies usw. dient, erzeugt sie zwar Güter, aber be- und verarbeitet sie nicht. Reinigung der gehobenen Produkte gilt nicht als Bearbeitung. Unter den Begriff Bergbau ist die Baggertätigkeit nicht einzureihen, da sie nicht dem Bergrecht unterliegt. Der Begriff „Industrie" in den ersten Durchführungsbestimmungen ist nicht im weitesten Sinne zu verstehen, sondern nach dem Zusammenhang als Bezeichnung für größere Betriebe, die der Be- und Verarbeitung dienen. (Beschl. v. 10. XII. 24.)

Körperschaftssteuerpflichtigen Baggereibetrieben ist also nicht gestattet, die Vorauszahlungen nach dem Vermögen zu bemessen, sondern sie können nur nach den Betriebseinnahmen Steuer zahlen.

b) Kraftfahrzeugsteuer. Trotzdem die Benutzung von Kraftfahrzeugen zum Befahren öffentlicher Wege und Plätze der Steuer unterworfen ist, entsteht die Steuerschuld doch schon mit der Lösung der Steuerkarte und der Besitzer kann nicht hinterher mit dem Anspruch auf Erstattung kommen, weil er innerhalb der Geltungsdauer der Steuerkarte das Fahrzeug nicht benutzt habe. (U. v. 27 2. 25.)

Die Rechtslage nach Ablauf eines Tarifvertrages von Dr. jur. Gerhard Erdmann. In der Praxis der Gewerbegerichte und Schlichtungsinstanzen wird überwiegend der Standpunkt vertreten, daß die Bestimmungen eines Tarifvertrages auch nach dessen Ablauf noch in den Einzelarbeitsverträgen weitergelten, die auf Grund dieses Tarifvertrages abgeschlossen wurden. Der Verfasser stellt sich in Gegensatz zu dieser herrschenden Auffassung.

Beispiel: Ein Arbeitnehmer hat auf Grund eines Tarifvertrages, während dessen Geltung sein Arbeitsvertrag abgeschlossen wurde, Anspruch auf 12 Tage Urlaub. Der Tarifvertrag ist abgelaufen. Die herrschende Ansicht vertritt den Standpunkt, daß der Urlaubsanspruch trotzdem weiterbesteht, solange der alte Arbeitsvertrag noch läuft. Erdmann ist der Ansicht, daß mit dem Ablauf des Tarifvertrages auch der Urlaubsanspruch erloschen ist, da es eine Tarifvertrags-Nachwirkung nicht gebe.

Diese abweichende Auffassung wird vom Verfasser eingehend begründet. Die Anhänger der gegenteiligen Ansicht werden sich mit dieser neuartigen Begründung auseinandersetzen müssen.

Verbandsmitteilungen

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland E. V. und Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. Berlin W 30, Nollendorfplatz 3, I.)

Literatur. Wir empfehlen unsern Gruppen die Anschaffung des oben besprochenen Buches von Dr. Erdmann, „Die Rechtslage nach Ablauf eines Tarifvertrages." Berlin 1925.

Deutsche Sprache in der Tschechoslowakei. Wir bitten im Schrift- und Drucksachenverkehr mit den vornehmlich von Deutschen bewohnten Teilen der Tschechoslowakei sich der deutschen Sprache zu bedienen.

Die Mitteilungen über die diesjährige Hauptversammlung des Gerling-Konzerns am 24. 4. 25 sind von Interesse, da der B T W V für seine Mitglieder mit dem Gerling-Konzern einen Empfehlungsvertrag für Haftpflichtversicherung abgeschlossen hat. Es soll der Generalversammlung die Verteilung einer Dividende von 10 vH bei reichlichen Abschreibungen auf das Vollkapital vorgeschlagen werden. Außerdem wird beantragt, das Kapital des Gerling-Konzerns, Allgemeine Versicherungs-A.-G. in Köln auf 4 Mill. M. zu erhöhen. Der Geschäftsgang wird als außerordentlich günstig bezeichnet. In der Lebensversicherung sind im ersten Vierteljahr Abschlüsse für ca. 88 Mill. M. erzielt.

Der Vorsitzende unserer Gruppe Rheinland-Westfalen, Herr Direktor Spithaler (Ernst Sandvoß A. G.), wurde in den Vorstand des neugegründeten Vereins der Industriellen von Düsseldorf und Umgegend gewählt.

Wirtschaftliche Betrachtungen.

(Engineering News-Record, Januar 1925.)

1924 ist ein Rekordjahr der Bautätigkeit. Schon 1923 war einerseits ein solches Rekordjahr mit einem Betrag von 6 Milliarden Baukontrakte).

Eine besondere Abteilung der E.N.R. bearbeitet auf Grund der ierichte von 115 Korrespondenten in den Hauptzentren lediglich die ıgenieurbautätigkeit.

Berichtet wird über
Risikoprojekte,
erbetene Projekte,
auftragsmäßig bearbeitete Projekte und
vollzogene Kontrakte.

Letztere pro Woche etwa 40 Millionen (Durchschnittsbetrag für 924), Totalsumme 2 Milliarden gegenüber 1,9 im Jahre 1923. Auf rund der Indexziffer für Bautätigkeit ergibt sich im Hinblick uf 1913 als Basisjahr ein Zuwachs von 54 vH behördlich genehmigter Kontrakte.

Die Geschäftslage ist günstig für Wasserkraftanlagen, Kanalierung, Straßenbau, Geschäftshäuser und verschiedene Objekte wie unnel, Werften, Stadions, Speicher, Staudämme. Gewinne sind otiert für 3 große Gebiete: New-England, Middle Atlantic States und ie Südstaaten. Höchste Gewinne in den Mittelstaaten + 24 vH über 923; Einbuße im mittleren Westen — 11 vH; Kanada geblieben.

Ein Gradmesser bildet auch die Höhe des für die Erweiterung er Industrie investierten Kapitals (1923 = 600 Millionen Dollar für abriken, Wasserkräfte, Maschinenanlagen; 1924 nicht ganz 500 illionen). Im Dezember ist die Kapitalinvestierung um 50 vH stärker s Dezember 1923.

E.N.R. hat von 1913 ab die Indexziffer für Bautätigkeit berechnet. un ist eine neue Ziffer umgerechnet worden aus zwei Gründen:

Das ins Auge gefaßte Gebiet ist jetzt nur das der U. S. ohne anada, dessen Bautätigkeit sich im Vergleich mit der Bautätigkeit er U. S. im Basisjahr 1913 als relativ zu hoch herausgestellt hat genüber den entsprechenden Verhältnissen in den folgenden Jahren.

Ferner sind Unstimmigkeiten in der Berechnung ausgemerzt urch die Berücksichtigung der Tatsache, daß alle 3 Monate ein Monat Wochen aufweist, d. h. 5 Donnerstage, an denen die Wochenergebsse in der E. N. R. veröffentlicht werden. Deshalb ergab sich eine eduktion des betr. Monatsergebnisses mit $^4/_5$, um einen einheitlichen ıitmaßstab für die Änderung des Index zu erhalten.

Dagegen bedingte die Einschränkung des Gebietes auf die U. S. ne Abänderung sowohl der Basis als der zeitlich folgenden Indexerte, und zwar so, daß der neue Index etwas größer ist als der bisherige.

Der Index für Bautätigkeit ist in der Weise aufgebaut auf dem ostenindex, daß der auf Grund der Kontrakte sich ergebende Betrag der hresbautätigkeit von 1913, durch 52 Wochen geteilt, einen Einheitswert gibt, der als Maßstab gilt für alle beliebigen Monate in der Periode s 1924. Zu diesem Zwecke wurde das Monatsergebnis (Kontrakte) durch oder 5 geteilt, je nach der Anzahl der E.N.R.-Veröffentlichungen.

Außerdem ist diese Zahl reduziert im Hinblick auf den Kostendex des betr. Monats, z. B. Betrag der Kontrakte 1913: 601,4 Milınen Dollar ergibt pro Woche 11,6 Millionen. Für Dezember 1924 der Totalbetrag der Kontrakte 141 Millionen, dies dividiert durch 4 gibt Durchschnittswochenergebnis für Dezember = 35,25 Millionen. es reduziert mit dem Kostenindex (Zahl für Dezember = 2,1) ist ,77; somit 145 vH vom Durchschnittswochenbetrag (11,6 Millionen).

E.N.R. Kostenindex, Ableitung und Werte.

Maßgebend für die Festsetzung des Index sind die sog. ausınlaggebenden Materialien: Stahl, Bauholz, Zement und der gewöhnhe Tagelohn.

Die andern Materialpreise, Backsteine, Sand, Kies, Bruchsteine nd zu sehr durch lokale Verhältnisse bedingt.

Der Kostenindex ist nicht maßgebend für Boston oder Seattle, Minneapolis oder El Paso, sondern gilt allgemein für die 3,5 Millionen Quadratmeilen der U. S. Ein Wechsel des Preises z. B. von Backsteinen oder Bruchsteinen durch Transport auf dem Hudson — lieferbar New York — macht keinen großen Unterschied in dem allgemeinen Kostenansatz. Andrerseits ist für einen lokalen Preisunterschied von Stahl, Zement und Bauholz letzten Endes das Gesamtgebiet der U. S. unempfindlich.

Ein fiktiver Preis = 100 „als Einheitsgrundzahl der Baukosten" setzt sich zusammen aus 4 Faktoren:

Stahl (Baustahl Pittsburgh) mit einem „Gewicht" von 37,5 vH bewertet,
Zement (ohne Verpackung Chicago) . . . . 7,14 „ „
Bauholz (südliches Nadelholz) 7,5 × 30 bis 30 × 30, Vertragslieferort New York . . . . 17,1 „ „
Arbeitslöhne in 20 Städten . . . . 38 „ „

Diese „Gewichte" ergab ein Studium der Produktion bzw. der Werkarbeiterstundenzahl. Die Preise sind zu verstehen für die letzte Woche des betr. Monats und veröffentlicht in dem ersten Wochenergebnis des nächsten Monats.

Für 1913 wurde also nach Maßgabe der obigen „Gewichte" diese mit den damaligen Preisen multipliziert, dann addiert und der Wert zu „100" gesetzt als Grundzahl. Die beifolgende Tafel zeigt die monatlichen und die jährlichen Zahlen.

1913 1914 1915 1916 1917 1918 1919 1920 1921 1922 1923 1924

E. N. R. Index-Ziffer für Bautätigkeit
bisherige I.-Ziffer

280 260 240 220 200 180 160 140 120 100 80 60 40 20 0
1914 1915 1916 1917 1918 1919 1920 1921 1922 1923 1924

E. N. R. Kostenindex-Ziffer.

Frühjahrspreise 1913—24.

Diese werden seit 1913 veröffentlicht. Die hier nicht angeführte Tabelle gibt außerdem noch den Zwölf-Jahresdurchschnitt und die Preise für Dezember.

Jeder Dezember zeigt seit der Depression von 1921 ein stetiges Wachsen der Preissteigerung über den jeweiligen Gesamtdurchschnitt mit Ausnahme des jetzt abgeschlossenen Jahres. Der Überschuß 1924 über diese Durchschnittswerte ist etwas kleiner als 1923. Die Grundmaterialpreise beginnen sich im Mai 1924 zu senken, steigen nach der Wahl aufwärts. Die Preise der Zubehörmaterialien zeigen einige Monate, bevor das Steigen der Grundmaterialien anhebt, eine feste Tendenz. Aus der ruhigen Aufwärtstendenz ist zu schließen, daß das stetige Steigen im ersten Quartal 1925 sich plötzlich ändern wird, um den Scheitelpunkt der Frühjahrspreise der beiden vorhergehenden Jahre zu erreichen.

Seitdem 1923 und 1924 sich als Jahre intensivster Bautätigkeit darstellen, werden die Frühjahrspreise im Jahre 1925 vermutlich nicht prohibitiv wirken auf die weitere Ausdehnung der Industrie. Während Stahl eine feste Tendenz aufweist, halten sich die Preise für Träger, Bewehrungseisen und Spundwände (bezogen auf 18. Dezember) unter dem allgemeinen Jahresdurchschnitt (seit 1913). Daher müssen die andern Grundmaterialien im Preise höher stehen, als der obige Durchschnittspreis. Der Vergleich der Frühjahrspreise 1924 mit dem vorhergehenden Jahr zeigt, daß hauptsächlich bei Gußeisenrohren, Bruchsteinen, Hohlziegeln und Tagelohn eine Aufwärtsbewegung stattfindet; Senkungen bei Stahl, Bauholz, Kies und Leinöl. Die Preisnotierungen vom 18. Dezember 1924 bleiben leicht unter denen der entsprechenden Periode des letzten Jahres, und zwar in allen Objekten außer Bauholz, Hohlziegel, Leinöl und Löhne. Gegenwärtige Tendenz ist entschieden aufwärts in Stahl, Bauholz, Backsteinen, Beton, Leinöl, Rot- und Weißblei und bei allen Metallerzeugnissen außer Eisen.

Ausblicke für die Materialpreise 1925.

Die Preise der meisten Grundmaterialien sind ein Weniges unter der Höhe von denen des letzten Jahres. Nur während der zwei letzten Monate liegen einwandfreie Angaben bezüglich eines vermutlichen Ansteigens 1925 vor. Jetzt scheint es, daß im Winter sich ein aktives Bauprogramm entwickelt, gefolgt von einer entschieden starken Nachfrage für Bauten im Frühjahr. Die Preise werden unzweifelhaft während der drei nächsten Monate steigen.

Aussichten auf dem Arbeitsmarkt.

Das Jahr beginnt mit einer Arbeitsteilung zwischen zwei Hauptgruppen. Die erste und mächtigste Gruppe besteht aus den scharf organisierten Handelsangestellten im Transport-, Minen- und Baugewerbe. In dieser Gruppe sind die Lohntendenzen entschieden aufwärts zufolge der Anstrengungen der in Betracht kommenden Vereinigungen und der scharfen Nachfrage für Beschäftigung für Mechaniker und des Mangels an Lehrlingen. In der zweiten Gruppe ist die Lohntendenz abwärts. Diese Gruppe ist dargestellt durch Kleinhandels- und Fabrikarbeiter und schließt alle unorganisierten Arbeiter — bis zu den Tagelohnarbeitern — in sich. In 70 vH der Hauptindustriezentren (1924) sind die Lohnstaffeln durchweg die des laufenden Jahres. In anderen werden sich die Lohnforderungen wahrscheinlich in höheren Tarifen bewegen. Die Vereinigung der Zimmerleute (durch das ganze Land organisiert) drängt auf die Fünftagewochenarbeit mit Bezahlung für 5½ Tage. Dieser Vorschlag ist in der gegenwärtigen Zeit noch nicht ernstlich bei den Bauangestellten erwogen. Während des Jahres 1924 betrug der Tageslohn in 20 Zentren durchschnittlich 55½ Cents/Stunde. Zu Beginn war der Durchschnitt 54, vergleichweise jetzt 55¼. Die Tendenz ist abwärts, veranlaßt durch die entsprechende jahreszeitliche Arbeitslosigkeit im Nordwesten und Südwesten. Während der Siebenmonatsperiode Mai bis November 1924 hielt sich der Lohn auf 56 Cents/Stunde. Mit wenig Ausnahmen ergeben sich hoffnungsvolle Ausblicke in den Hauptstädten für eine aktivere Bautätigkeit, die, wie zu erwarten ist, das Rekordjahr 1924 überschreitet. Der Ausblick auf dem Arbeitsmarkt in 20 wichtigen Zentren des Landes ist in E.N.R. des näheren erläutert.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe (Baden).

Nachtrag: März-Bericht.

Baukosten-Indexziffer (1913 = 100).

Die „Engineering News-Record"-Indexziffer für Baukosten für März ist um 0,5 Punkte seit letzten Monat hinaufgerückt — veranlaßt durch etwas höhere Kosten der Baumaterialien und in Anpassung an die Situation auf dem Arbeitsmarkt — als Annäherung an die Frühjahrspreise.

Der durchschnittliche Betrag für Taglohnarbeit ist jetzt 54¼ Cents für das ganze Land gegen 54 Cents im Monat vorher und 55 Cents des März 1924. Die allgemeinen Konstruktionskosten sind um 6 vH niedriger als im vergangenen Jahr und 23 vH unter dem Höchstbetrag. Dieser selbst ist über 110 vH über dem Höchstbetrag des Jahres 1913.

Indexziffer für Bautätigkeit (1913 = 100).

Die „Engineering News-Records-Indexziffer für Bautätigkeit ist 145 für den Monat Februar und 154 insgesamt für 1924 (1913 gleich 100 gesetzt). Das will besagen, daß der Umfang der Bautätigkeit im Jahre 1924 55 vH über dem Umfang der Bautäiigkeit von 1913. Der monatliche Umfang (Indexzahl 145 für Februar 1925) enthält das Anwachsen der Bautätigkeit und zeigt den Betrag, bis zu welchem Verträge abgeschlossen sind im Vergleich mit denen von 1913.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 19. Febr. 1925.

Kl. 19 a, Gr. 22. R 60 174. Max Rüping, München, Bayerstr. 47. Verfahren zum Verdübeln von Eisenbahnschwellen; Zus. z. Anm. R 60 173. 25. I. 24.

Kl. 19 a, Gr. 22. O 13 816. Owen Pennsylvania Corporation, Wilkesbarre, Staat Pennsylvanien, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Fahrbare Vorrichtung zum Auswechseln von Schwellen unter Eisenbahnschienen. 4. VIII. 23. V. St. A. 22. VIII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 12. H 98 782. Werner Homberger, Wetter a. d. Ruhr. Gehäuse für Drahtrollen offenliegender Drahtzüge. 8. X. 24.

Kl. 21 c, Gr. 9. B 112 975. Bergmann-Electricitäts-Werke, Akt. Ges., Berlin. Anordnung von Seilen oder Drähten, insbesondere für elektrische Freileitungen. 22. II. 24.

Kl. 80 b, Gr. 1. P 48 192. Portland-Cementwerke Heidelberg-Mannheim-Stuttgart Act.-Ges., Leimen b. Heidelberg. Tonerdeschmelzzement-Mörtel. 30. V. 24.

Kl. 84 c, Gr. 2. W 63 383. August Wolfsholz Preßzementbau Act.-Ges., Berlin. Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen. 25. IV. 22.

Kl. 84 d, Gr. 1. R 57 813. Franz Rudert, Halle a. d. S., Bertramstr. 3. Fahrbare Vorrichtung zum Abheben von Bodenschichten. 10. II. 23.

Kl. 84 d, Gr. 3. C 30 932. Joseph Corneloup, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Tenenbaum u. Dr. H. Heimann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Drehschaufelbagger mit schwingenden Greiferschalen und einem zweiteiligen Aufhängerahmen. 25. VII. 21.

Kl. 85 c, Gr. 3. I 23 984. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstr. 57. Verfahren zur Reinigung von Abwasser in Fischteichen. 29. VIII. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 26. Febr. 1925.

Kl. 19 a, Gr. 8. T 29 047. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Schienenbefestigung auf Holzschwellen; Zus. z. Anm. T 27 427. 4. VII. 24.

Kl. 20 g, Gr. 1. C 35 450. Christoph & Unmack A.-G., Niesky, O.-L. Mittleres Traglager für zweiteilige Gelenkdrehscheiben. 29. IX. 24.

Kl. 20 i, Gr. 29. R 61 666. James Bernard Regan, New York; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Elektrische Anzeigevorrichtung, insbesondere für Zugüberwachung. 28. VII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. B 111 276. Karl Bergfeld, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Str. 43. Vorrichtung zur Übertragung der jeweiligen Signalstellung auf Fahrzeuge. 3. XI. 23.

Kl. 37 b, Gr. 5. St 36 021. Heinz Stephan, Düsseldorf, Kaiserstr. 5. Holzverbindung. 9. VIII. 22.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 5. März 1925.

Kl. 19 a, Gr. 11. Sch 61 915. R. Scheibe, Klotzsche-Königswald bei Dresden. Schienenbefestigung auf federnden Hohlschwellen mittels Klemmplatten und Hakenschrauben. 2. VI. 21.

Kl. 20 i, Gr. 9. B 117 695. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Doppelzungenweiche für Schwebebahnen. 20. I. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. H 94 853. Alfred Hilpert, Stuttgart, Kronenstr. 31. Kettenfahrleitung mit mehrfach nebeneinander herlaufenden Tragdrähten oder Tragseilen. 25. IX. 23.

Kl. 37 b, Gr. 3. A 42 026. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Anordnung zum Aufheben der Verdrehungsbeanspruchung bei Hochspannungsmasten. 15. IV. 24.

Kl. 42 c, Gr. 9. W 66 205. John Huw Williams, Hankow, China; Vertr.: A. Ohnimus, Pat.-Anw., Karlsruhe i. B. Straßenprofil- oder Wegaufzeichnungsgerät. 19. V. 24. England 8. X. 23 u. 14. XII. 23.

Kl. 80 b, Gr. 1. P 48 733. G. Polysius Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Mörtelbildnern. 5. IX. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. A 42 426. Alumine & Dérivés Société Anonyme, Paris; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Befreiung von Schmelzzementen von metallischen Verunreinigungen. 10. VI. 24. Frankreich 11. VI. 23.

Kl. 80 b, Gr. 3. G 61 762. Dr. Bronislaw Goldman, Berlin-Grunewald, Lynarstr. 9. Verfahren zur Herstellung von Zement. 3. VII. 24.

Kl. 80 b, Gr. 13. S 67 226. Société Anonyme „Lap", Paris, Vertr.: Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil u. M. M. Wirth, Pat.-Anwälte, Frankfurt a. M. Überziehen von tonigen (tonerdigen) oder anderen hydraulischen Zementflächen mit Metall. 26. IX. 24. Frankreich 29. IX. 23 u. 31. V. 24.

Kl. 80 b, Gr. 19. J 23 175. Carl Jäger G. m. b. H., Düsseldorf-Derendorf. Imprägnierungs- und Konservierungsmittel für Gesteine, Faserstoffe, Holz und andere Zellulosearten. 11. XI. 1922.

Kl. 80 b, Gr. 19. J 24 086. Carl Jäger G. m. b. H., Düsseldorf-Derendorf. Imprägnierungs- und Konservierungsmittel für Gesteine, Faserstoffe, Holz und andere Zellulosearten; Zus. z. Anm. J 23 175. 6. X. 23.

Kl. 80 b, Gr. 20. T 28 395. Eduard Thies, Hamburg, Ahrensburger Str. 38/44. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen aus Flugasche. 7. I. 24.

Kl. 80 b, Gr. 22. K 85 781. Wilhelm Knaup, Kaiserstr. 96, u. Franz Becker, Gerberstr. 12. Mülheim, Ruhr. Verfahren zur Herstellung von Mauersteinen aus schmelzflüssiger Schlacke. 30. IV. 23.

Kl. 81 e, Gr. 10. G 61 734. Heinrich Greve, Lübeck-Siems. Vorrichtung zum Verbinden von Grab- und Schöpfbechern mit Mitnehmerketten. 3. VII. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 19. Febr. 1925.

Kl. 20 i, Gr. 3. 410 782. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Eisenbahnlichtsignal. 20. IX. 23. S. 63 863.

Kl. 20 i, Gr. 3. 410 783. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Eisenbahnlichtsignal mit Blinklicht. 16. XI. 23. S 64 342.

Kl. 20 i, Gr. 39. 410 784. Hasler A.-G. vorm. Telegraphen-Werkstätte von G. Hasler, Bern; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Warnsignalvorrichtung. 27. IX. 24. H 98 659. Schweiz 1. X. 23.

Kl. 80 a, Gr. 46. 410 577. Alexander Zuberbühler u. Ernst Meury, Bienne, Schweiz; Vertr.: Dr.-Ing. F. Berg, Pat.-Anw., Mannheim. Maschine zum Formen von Bausteinen aus Zement, Beton u. dgl. 31. III. 21. Z 12 240. Schweiz 11. XII. 1918.

Kl. 80 b, Gr. 3. 410 850. Dr. Lucien Durr, Bodio, Kanton Tessin, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Alfthan u. Heuschmann, Waldshut Lonza-Werke. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement. 23. I. 23. D 43 079. Schweiz 18. V. 22.

Kl. 81 e, Gr. 32. 410 852. Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Einrichtung zum Anschütten von Halden. 16. IX. 24. B 115 655.

Kl. 84 c, Gr. 2. 410 707. Ransome Machinery Company (1920) Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. H. F. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Wellspundwand. 2. IV. 22. R 55 499.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 26. Febr. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. 407 971. Dipl.-Ing. Ambrosius Kowastch, Arnswalde, Neumark. Verfahren zum Ausbauen von Stollen, Tunnel und ähnlichen unterirdischen Bauwerken. 22. III. 22. K 81 304.

Kl. 5 c, Gr. 4. 411 006. Albert Joseph François, Doncaster, England; Vertr.: Dr. W. Karsten u. Dr. C. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Das innere und äußere Rahmenwerk umgreifende Bügelbewehrung in Eisenbetonauskleidungen für Bergwerksschächte und ähnliche unterirdische Bauwerke. 18. X. 21. F 50 404.

Kl. 20 i, Gr. 33. 411 111. Karl Beisenherz, Dortmund, Hohe Str. 235 Vorrichtung zum Verhüten des Überfahrens von Haltsignalen. 24. VI. 24. B 114 591.

Kl. 65 a, Gr. 53. 410 960. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen; Zus. z. Pat. 408 993. 17. I. 24. M 83 553.

Kl. 65 a, Gr. 53. 410 961. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen; Zus. z. Pat. 408 993. 10. II. 24. M 83 805.

Kl. 80 a, Gr. 1. 410 998. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Maschine mit einem Schneidwerkzeug zum Zerlegen von abzubauenden Bodenschichten. 18. X. 21. K 79 521.

Kl. 81 e, Gr. 31. 410 919. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Fahrantrieb für Abraumförderbrücken. 22. II. 24. A 41 647.

Kl. 84 c, Gr. 2. 411 092. Willem Coenraad Köhler, Amsterdam; Vertr.: R. Schmehlik u. Dipl.-Ing. C. Satlow, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Hohler Spundpfahl. 26. II. 22. K 80 983. Holland 7. VII. 21.

Kl. 85 c, Gr. 6. 410 967. Franz Dohns, Chemnitz i. Sa., Kaiserstr. 31. Vorrichtung zum Scheiden fester Abfallstoffe von flüssigen, bei der der Abscheider eine S-förmige Gestalt besitzt. 27. IV. 23. D 43 561.

Kl. 85 c, Gr. 6. 410 968. O. Frühling, Komm.-Ges. auf Aktien, Braunschweig. Kläranlage für Flüssigkeiten mit Sinkstoffen verschiedener Korngröße mit einer mechanischen Zerkleinerungsvorrichtung für die grobkörnigen Bestandteile 3. X. 23. F 54 794.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 5. März 1925.

Kl. 5 b, Gr. 12. 411 358. Heinrich Krämer, Liblar b. Köln. Verfahren zum Abbau von Braunkohle im Tagebau. 21. V. 22. K. 82 075.

Kl. 5 c, Gr. 4. 411 315. Adolf Baron, Beuthen, O.-Schl., Moltkeplatz 8. Nachgiebiger Ausbau nach Pat. 407 822; Zus. z. Pat. 407 822. 19. XI. 22. B 107 210.

Kl. 20 i, Gr. 5. 411 373. Elektro Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Stellvorrichtung für Straßenbahnweichen. 15. X. 24. E 31 394.

Kl. 20 i, Gr. 9. 411 359. Franz Rudolph, Essen, Ruhr, Bentheimer Str. 11. Doppelzungenweiche für Hängebahnen. 5. IX. 22. R 56 718.

Kl. 20 i, Gr. 11. 411 374. Firma F. Paul Weinitschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Elektrischer Weichenantrieb. 3. X. 24. W 67 235.

Kl. 65 b, Gr. 2. 411 354. Dipl.-Ing. H. Schlatter, Kiel, Reventlow-Allee 3. Geschlossenes Schwimmdock. 14. IV. 23. Sch 67 565.

Die Hauptversammlung des V. D. I.,

im besonderen die aus ihrem Anlaß stattfindende Ausstellung erfährt dieses Jahr insofern eine Bereicherung, als die Stadt Augsburg mit einer Sammlung von Modellen und Zeichnungen ausgeführter Ingenieurbauten und Werke, sowie mit deren Entwürfen vertreten sein wird. In der Hauptsache kommen das Gebiet des Wasserbaues, der Wasserkraftnutzung, der Kanalisation und ähnliche mehr zur Behandlung bzw. zur Ausstellung. Aus der städtischen Modellsammlung sollen ferner eine Anzahl geschichtlich wertvoller Nachbildungen von Wasserkraft- und Wasserhebemaschinen gezeigt werden, die aus dem 15. bis 18. Jahrhundert stammen, und die die technische Entwicklung im Zusammenhang mit der zunehmenden industriellen Bedeutung Augsburgs veranschaulichen sollen. Schließlich sei auf eine Sammlung der Gewerblichen Fachschulen Augsburgs auf der Ausstellung hingewiesen.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 14. April 1925 abends 7½ Uhr fand im Hause des Vereins deutscher Ingenieure (gegenüber dem Reichstag) der dritte Vortrags- und Ausspracheabend über das gesamte deutsche Verkehrswesen statt, bei dem nach den einleitenden Begrüßungsworten des Vorsitzenden, Herrn Ministerialrat Busch, Herr Oberbaurat Reiner über „Die Überlandstraßen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens" sprach. Wir geben die Ausführungen in Kürze wieder:

Das deutsche Verkehrswesen kann erst mit Hilfe des Kraftwagens zu der hohen Entwicklung kommen, die der deutschen Industrie und dem deutschen Handel einen erfolgreichen Wettbewerb auf dem Weltmarkt zu ermöglichen imstande ist. Damit wird den Überlandstraßen ihre frühere große Bedeutung wiedergegeben werden. Wir stehen heute erst am Beginn dieser Veränderungen im Verkehrswesen, deshalb es noch schwierig ist, den Kreis der den Überlandstraßen zuzuteilenden Verkehrsaufgaben zu umschreiben.

Was den Lastkraftwagen anbetrifft, so ist in Deutschland bisher überwiegend der schwere Wagen mit 4,5—5 t Nutzlast und der Lastenzug bis zu etwa 75—80 vH der gesamten Lastwagenanzahl im Gebrauch. Der schnellere, leichte Lastwagen bis 1,5 t Nutzlast kommt bei uns erst allmählich in stärkeren Gebrauch. Eine führende Rolle spielt er dagegen in Amerika, wo er 90 vH aller Lastwagen ausmacht. Der Lastkraftwagen ist kein Beförderungsmittel für schwere Massengüter auf mittlere oder gar große Entfernungen wie die Eisenbahn. Ihm sind in dieser Hinsicht technische und wirtschaftliche Grenzen gesteckt. Er hat schon heute vielfach den Verkehr mit wertvollen Stückgütern, z. B. Umzugsgut, Nahrungs- und Genußmitteln, Büchern, Halb- und Fertigfabrikaten von Fabrik zu Fabrik an sich gezogen. Bezüglich des Gebrauches schwerer Wagen fällt noch bedeutsam ins Gewicht, daß die Fahrbahnkonstruktion der Überlandkraftstraßen eine entsprechend große Stärke haben müßte, die ihren Bau erheblich verteuern würde. Auf die besondere Rolle des Güterkraftverkehrs im Zusammenarbeiten mit der Eisenbahn ist bereits in dem Vortrage des Herrn Ministerialrat Tecklenburg näher eingegangen worden, der zugab, daß die Eisenbahn bei ihrem jetzigen Staffeltarif auf sehr nahe Entfernungen unter den Selbstkosten arbeitet, bew. ohne Gewinn; man kann diese Grenze mit 30 bzw. 60 km annehmen, je nachdem, ob es sich um Massengut oder Stückgut handelt. Außerdem hat der Kraftverkehr die Aufgabe, die Lücke im Nah- und Verteilungsverkehr wie auch im Zubringerdienst der Eisenbahn auszufüllen, in welcher Beziehung sicherlich das Zusammenarbeiten der Reichsbahn mit der Kraftverkehr Deutschland G. m. b. H. gute Erfolge zeitigen wird. Zu bemerken ist noch, daß in der Selbstkostenberechnung für Kraftwagen des Herrn Tecklenburg die Einzelposten meist gut und reichlich eingesetzt sind; für den 5-t-Wagen mit Anhänger rechnet der Unternehmer mit 1,50 M. für den Wagenkilometer und geht im Wettbewerb bis auf 1,20 M. herunter; wahrscheinlich wird man auch künftig dazukommen, billigere Betriebsstoffe, Schweröle und Mittelöle zu vergasen, wodurch die Wettbewerbsfähigkeit erhöht wird.

Dieselbe Bedeutung wie der Güterverkehr besitzt auf den Überlandstraßen auch der Omnibus-Personenverkehr durch Erschließung abgelegener Landesgebiete, in welcher Beziehung sich die Reichspost im großen Umfange durch Einrichtung von Postomnibuslinien betätigt. Wertvoll ist der Personen-Kraftwagen infolge seiner Unabhängigkeit von einem festen Fahrplan. Je wertvoller die Zeit und die Arbeitsstunde des einzelnen ist, um so mehr ist er darauf angewiesen, sich eines solchen stets dienstbereiten schnellen Verkehrsmittels zu bedienen. Dieser Verkehr wird gefördert durch die Herstellung der billigen Personenkraftwagentypen, auf die sich die deutschen Fabriken gegenwärtig umstellen.

Die außerordentlich starke Zunahme des Kraftverkehrs fordert unbedingt, daß das Überlandstraßennetz Deutschlands diesem Verkehr angepaßt wird nach Linienführung, Fahrbahnbreite und Fahrbahnbefestigung. Insbesondere müssen zur Erzielung der notwendigen schlanken Linienführung die bestehenden scharfen Krümmungen beseitigt werden; ebenso starke Gefällsbrechpunkte. Kreuzungen mit der Eisenbahn sollen möglichst vermieden werden. Um die Ort-

schaften werden häufig Umgehungsstraßen angelegt werden müssen. Die Überlandstraße wird zunächst mit zwei Fahrbahnbreiten = 6 m, Ausfallsstraße mit drei Fahrbahnbreiten = 9 m ausgestattet werden müssen; beim Ausbau reiner kreuzungsfreier Kraftwagenstraßen wird man im Interesse der Verkehrssicherheit für jede Fahrtrichtung zwei Fahrbahnbreiten, also 12 m, nehmen. Die Befestigung der Landstraße wird ein geringes Quergefälle erhalten und aus Kleinpflaster, Teerdecke, Stampfasphalt, Gußasphalt, Asphaltschotter, Walzasphalt, Zementbeton, Kunststeinpflaster gebildet werden; nicht mehr in Frage kommt die bisher gebräuchliche Kleinschlagdecke, da sie durch den Kraftwagenverkehr in kurzer Zeit zugrunde gerichtet wird. Selbstverständlich sind nicht die gesamten Landstraßen Deutschlands für den Kraftverkehr herzurichten. Auf Grund einer neuen Straßeneinteilung nach der Verkehrsstärke wird sich eine Unterscheidung in Straßen I., II. und III. Ordnung ergeben: Straßen I. Ordnung alle Hauptstraßen zur Vermittlung des großen Durchgangsverkehrs, die am stärksten durch den Verkehr belasteten, Verbindungen zwischen großen Städten, Industriemittelpunkten und Hafenplätzen sowie Ausfallsstraßen der Großstädte. Straßen II. Ordnung, Durchgangsverkehr in engeren Grenzen von allgemein wirtschaftlicher Bedeutung einschl. gleichgearteter Zugangsstraßen zu Ortschaften von größerer Bedeutung, Eisenbahnhaltestellen, Schiffs- und Flughäfen. Straßen III. Ordnung umfassen alle übrigen öffentlichen Verkehrswege.

Wohl die schwierigste Maßnahme aus dem Kreis von Ausgaben, die mit der Eingliederung des Überlandstraßenkraftverkehrs in das deutsche Verkehrswesen verknüpft sind, wird die der Finanzierung sein, insbesondere muß eine Steuergesetzgebung für den Kraftwagen so geschaffen werden, daß sie reiche Mittel bringt und doch gerecht und für Kraftwagenbesitzer und -industrie erträglich ist. Des weiteren scheint es erwünscht, Bau und Verwaltung der Straßen, wie auch die Verkehrsüberwachung so zu regeln, daß eine einheitliche Aufsicht des Reiches mit durchgreifendem Einfluß ohne Beeinträchtigung der Selbstverwaltungskörper gewährleistet ist. Die Staatsstraßen sind durch das Dotationsgesetz vom Jahre 1875 in Preußen an die Selbstverwaltungskörper übergegangen, die damit Träger der Wegelasten geworden sind; entsprechend würde man die Straßen I. Ordnung der Provinz, II. Ordnung dem Kreis, III. Ordnung der Kommunalverwaltung unterstellen. Beachtenswert ist der Vorschlag, die Straßenpolizei ebenfalls derjenigen Selbstverwaltungskörperschaft zu überlassen, welche die betreffende Straße unterhält.

Bisher werden die Aufwendungen für die Instandhaltung der Landstraßen in erster Linie aus den staatlichen Dotationen gedeckt. Für Zwecke des Straßenbaues werden außerdem die Personenkraftfahrzeuge auf Grund ihrer Steuerpferdestärken bzw. die Lastkraftfahrzeuge auf Grund ihres Gewichtes nach dem Reichskraftfahrzeugsteuergesetz vom Jahre 1923 besteuert. Der Ertrag dieser Steuer, mit etwa 50 Millionen M im Jahre 1924, ist verhältnismäßig nicht hoch und belastet überwiegend die Personenwagen. Die Kraftwagenluxusumsatzsteuer hat als solche keine Berechtigung mehr. Eine weitere Einnahmequelle für Bau und Unterhaltung der Straßen ist die Vorausleistung zum Wegebau, welche jetzt durch die Verordnung vom November 1923 geregelt wird; aus dieser Verordnung haben sich mancherlei Unzuträglichkeiten ergeben, da die Berechnung der Abgabe nach Maßgabe der in dem betreffenden Kommunalverband gefahrenen Tonnenkilometer erfolgt, deren einwandfreie Feststellung kaum möglich erscheint. Hier ist zu erwähnen, daß eine außergewöhnliche Benutzung der Straße auch durch Lastwagen mit tierischem Zug stattfinden kann, so daß hier ebenfalls eine Vorausleistung bzw. eine allgemeine Fahrzeugsteuer durchaus am Platze wäre.

Es ist wohl besser, keine zweifache Besteuerung der Kraftwagen durch die Reichskraftfahrzeugsteuer und die Vorausleistung zum Straßenbau vorzunehmen, sondern nur eine einheitliche Reichssteuer durchzuführen; die Berechtigung erhöhter Beiträge zum Straßenbau wird von der Mehrzahl der Kraftwagenbesitzer nicht bestritten, wenn diese nur tatsächlich der Verbesserung des Überlandstraßennetzes zugute kommen. Bei der neuen Art der Besteuerung müßte vor allem die wirkliche Benutzung der Straßen durch den Kraftwagen berücksichtigt werden. Der Betriebsstoffverbrauch und das Gewicht des Wagens ergäben hier ein einwandfreies Bild für die Beanspruchung. Praktisch ließe sich eine Besteuerung auf den Betriebsstoffverbrauch wohl durchführen, z. B. durch Färben des Betriebsstoffes. Bei der Gewichtsbesteuerung kann man sich mit Einheitssätzen durchaus an die Eigenart der Personenwagen, Omnibusse, Lieferwagen und schweren Lastwagen anpassen. Eine derartige Gesetzgebung wirkt fördernd auf die Kraftwagenfabrikation, denn sie regt an zu betriebsstoffsparenden Motorkonstruktionen sowie zum Bau leichter Wagen von geringem Eigengewicht. Die Gesetzgebung muß einen fortschrittlichen Einfluß auf diese Fragen geltend machen.

Vielfach wird der Standpunkt vertreten, daß der Kraftwagenbesitzer alle Mehrkosten zu tragen habe, auch die des Um- und Neubaues, gegenüber der früheren alleinigen Benutzung des Wegenetzes durch Fuhrwerke mit tierischem Zug. Obwohl mit einer Erhöhung der Kraftwagenbesteuerung sehr wohl gerechnet werden darf, muß dieser Auffassung entgegengetreten werden, denn die Schaffung eines Überlandkraftstraßennetzes ist nicht nur eine Angelegenheit der Kraftwagenbesitzer, sondern der gesamten Bevölkerung; sie ist für Vervollkommnung des deutschen Verkehrswesens unentbehrlich, die im Interesse von Industrie, Landwirtschaft, Handel und sozialer Entwicklung notwendig ist. Man wird die Kosten für Umbau und Neubau der Überlandstraßen trennen müssen von den laufenden Unterhaltungskosten, da sie sich über eine kürzere Anzahl von Jahren, vielleicht auf zehn Jahre, erstrecken und eine zu hohe Belastung der zahlungspflichtigen Stellen während dieser Zeit bedeuten. Die Verteilung der Baukosten auf einen längeren Zeitraum geschieht zweckmäßig durch die Herausgabe langfristiger Anleihen, wie ja überhaupt in einer geordneten Finanzwirtschaft außerordentliche Ausgaben durch Begebung von Anleihen aufzubringen sind. Man wird sich noch über die Frage schlüssig werden müssen, ob es Anleihen des Reiches oder der Bundesstaaten sein sollen, dazu noch für Preußen, ob etwa Provinzialanleihen.

Eingehendere Ausführungen über die Verteilung der eingehenden Mittel auf Umbau, Neubau und Unterhaltung der verschiedenen Ordnungen von Überlandstraßen können wegen des geringen, zur Verfügung stehenden Raumes hier in Kürze nicht wiedergegeben werden.

Bezüglich des Baues und der Finanzierung der kreuzungsfreien reinen Kraftwagenstraßen auf Dämmen und den Einschnitten ist klar, daß solche teueren Straßen vorerst nur in Gegenden mit hochentwickelter Industrie und Handel bzw. in der Nähe der Großstädte gegeben sind; die Baukosten einer solchen Straße von 12 m befestigter Breite betragen für den Kilometer 350000—400000 M. Deshalb wird die Beteiligung auch der örtlich besonders interessierten Kreise und Verbände, wie Industrievereinigungen, Handelskammern usw., dafür am Platze sein. Mit der Aufnahme ausländischen Kapitals wird man vorsichtig sein müssen, denn die Gefahr der Kündigung zur kritischen Zeit droht mit dem Übergang von Verkehrsmitteln in die Hände des Auslandes, was um so mehr zu vermeiden ist, da schon die Reichsbahn nicht mehr der gesunden volkswirtschaftlichen Entwicklung Deutschlands allein dienen kann, sondern durch die ungeheuren Reparationslasten beschwert ist und als Pfand für die Erfüllung dieser Verpflichtungen dient.

Der Vortragende schloß seine Ausführungen mit dem Wunsche, daß es der gemeinsamen selbstlosen Arbeit aller Beteiligten gelingen möge, unserem so schwer geprüften deutschen Land und Volk als ein Mittel zu seiner Wiedererstarkung ein Überlandstraßennetz für den Kraftverkehr aus eigener Kraft zu schaffen.

An der dem Vortrag folgenden Aussprache beteiligten sich die Herren Ministerialrat Busch, Dipl.-Ing. Tietze, Oberbaurat Kluge (Sächsisches Finanzministerium), Regierungsrat Sußdorf (Reichsverkehrsministerium) und Dipl.-Ing. Baer. Besonders wurde der Ausbau einer Kraftfahrzeugsteuer als Bereifungssteuer im Gegensatz zu einer Besteuerung auf Grund von Gewicht und Brennstoffverbrauch erörtert. Herr Busch warnte davor, daß man im Interesse des Kraftwagenverkehrs nicht zu enthusiastisch mit Projekten übers Ziel hinausschießen sollte, um das Notwendige und heute Erreichbare desto sicherer zustandezubringen. Herr Baer wies auf die Notwendigkeit eines Zusammengehens der Kraftwagentypung und des Straßenbaues hin. In einem Schlußwort vertrat Herr Oberbaurat Reiner noch einmal eine Besteuerung im Hinblick auf Betriebsstoffverbrauch und Gewicht, die Aufnahme besonderer Anleihen für die Zwecke des Baues von Überlandstraßen sowie namentlich die Notwendigkeit, daß die ganze Frage nunmehr von einer Stelle aus zentral geleitet wird, so daß bestimmte Vorschläge gemacht werden können und man von einem höheren Standpunkte aus zu greifbaren Ergebnissen kommt.

Der nächste Vortrags- und Ausspracheabend über das deutsche Verkehrswesen findet statt am Freitag, den 1. Mai 1925, abends 7½ Uhr im großen Saal des VDI-Hauses (gegenüber dem Reichstag). Herr Beigeordneter Baurat Hansing, Essen, wird sprechen über „Organisation und Aufgaben des Verkehrswesens im Ruhrkohlengebiet“ sowie Herr Dr.-Ing. Wienecke, Präsident des Landesverkehrsamtes der Provinz Brandenburg über „Organisation und Aufgaben des Verkehrswesens in der Provinz Brandenburg“.

Für die weiteren Vorträge über das deutsche Verkehrswesen wird **eine Aenderung** eintreten, auf die hier besonders hingewiesen wird.

Der bisher für den 19. Mai d. Js. in Aussicht genommene Vortrag des Herrn Dipl.-Ing. Dierbach vom Deutschen Aerolloyd über „Die Luftverkehrswege im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“ wird erst Dienstag, den 9. Juni d. Js., 7½ Uhr abends im Hause des Vereins deutscher Ingenieure stattfinden. Statt dessen wird am Dienstag, den 19. Mai d. Js., 7½ Uhr abends an derselben Stelle zunächst Herr Prof. Dr.-Ing. Helm über „Die Aufgaben der Neben- und Kleinbahnen“ sprechen. Daran anschließend soll eine von vielen Seiten gewünschte Gesamtaussprache über die bisherigen Vorträge und das Gesamtproblem stattfinden, an welcher sich zu beteiligen alle für die Frage besonders Interessierten eingeladen sind.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung“: Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 10. Mai 1925 Heft 9

DIE NEUEN BAHNSTEIGHALLEN AUF BAHNHOF FRIEDRICHSTRASSE IN BERLIN.

Von Reichsbahnoberrat Woltmann, Berlin.

Bei dem Umbau des Stadt- und Fernbahnhofes Friedrichstraße mußte wegen Anlage des 5. und 6. Gleises auch die alte Halle dieses Bahnhofes entfernt werden. Diese Halle war in den Jahren 1880 und 1881 gebaut worden; sie überspannte alle vier Gleise in einer Öffnung durch einen Dreigelenkbogen mit Doppelbindern. Die Länge der Halle betrug in der Mittellinie gemessen 144,72 m, die Breite schwankte wegen des unregelmäßigen Grundrisses in Form eines Ringstückes zwischen 37,2 und 34 m. Die weiteren Einzelheiten sind aus Abb. 1 zu ersehen.

Abb. 1.

Das Eisengewicht der Halle betrug 698 900 kg; die Kosten derselben stellen sich auf 280 728 M. Da sie einen Flächenraum von 5023 m² überdeckte, so berechnete sich das Gewicht für das Quadratmeter Grundfläche auf 139 kg, der Kostenpreis auf 55,89 M.

Für die neue Überdachung der auf 6 Gleise mit 3 Bahnsteigen erweiterten Anlage war zunächst eine dreischiffige Halle geplant worden, so daß im Innern 2 Stützenreihen hätten aufgeführt werden müssen (Abb. 2). Der Vorentwurf hierzu wurde im Jahre 1913 aufgestellt, und der Umbau des Bahnhofes im Hinblick auf diese Ausführungsart begonnen. Durch den Weltkrieg verursacht, mußten aber Ende 1914 die Arbeiten völlig eingestellt werden; sie konnten erst im Jahre 1919 wieder aufgenommen werden.

Inzwischen hatten sich aber die Voraussetzungen für den Umbau vollkommen verschoben. Da infolge des unglücklichen Ausganges des Krieges die Finanzlage des Reiches sich ungemein verschlechtert hatte, mußte der gesamte weitere Umbau des Bahnhofs mit den denkbar geringsten Mitteln bestritten werden. Bei dem ursprünglichen Umbauplan war beabsichtigt worden, die alten Viadukte des Bahnhofs vollkommen zu beseitigen und durch einen neuen luftigen Unterbau zu ersetzen. Die äußerste Einschränkung der Baukosten verlangte aber jetzt, daß von dem vorhandenen Teile des Bahnhofes möglichst viel erhalten bliebe. Deswegen wurden die bestehenden Viadukte einer genauen Nachrechnung und örtlichen Prüfung auf ihre Standfestigkeit und baulichen Zustand unterzogen mit dem Ergebnis, daß bei zweckmäßiger Verstärkung und Erneuerung der Abdichtung die Pfeiler und Gewölbe noch genügend tragfähig wären, um als Unterbau der Neuanlage auch weiterhin zu dienen. Dabei stellte es sich aber auch heraus, daß dieser Unterbau nicht imstande sein würde, die vermehrte Last durch eine neue Stützenreihe aufzunehmen, und es mußte deshalb von dem ursprünglichen Plan einer dreischiffigen Halle

abgewichen und ein neuer Entwurf aufgestellt werden, der als Stützpunkte diejenigen der alten Halle auf der Südfront und die anderen auf dem neu erstellten Teile der Nordfront, die genügend tragfähig war, vorsah. Daraus ergab sich eine größere Halle für die beiden Fernbahnsteige und eine kleinere für den Stadtbahnverkehr. Da die Erfahrung gelehrt hat, daß die Unterhaltung, Anstrich und Reinigung der weitgespannten Bahnhofshallen mit unverhältnismäßig hohen Kosten und großen Betriebserschwernissen sowie Gefahr bei Aufstellung der hierfür erforderlichen Gerüste verbunden ist, wurde bei Festlegung der Grundmaße Wert darauf gelegt, die neue Halle in allen ihren Teilen für die vorerwähnten Arbeiten leicht begehbar zu gestalten. Aus diesem Grunde wurde der Scheitel der größeren Fernbahnhofshalle auf 16,75 m über S.O festgelegt, eine Höhe, die mit den im Bezirk für die Reinigung usw. der Halle vorhandenen mechanischen Ausziehleitern bequem erreichbar ist. Die Entfernung der Stützpunkte der Fernbahn von 31,5 m und der Stadtbahn von 14,75 m ergab die andern Maße, nach denen der den Entwurf für den gesamten Umbau bearbeitende Architekt, Herr Regierungsbaurat Brodführer, die Linienführung für die äußere Form der Halle festlegte (s. Abb. 3 u. 3a). Als Material für die Ausführung wurde von vornherein Eisen vorgesehen, und die Berechnung der Konstruktion des Entwurfs von der Reichsbahndirektion Berlin vorgenommen. Inzwischen hatten aber durch die einsetzende Inflation die Kosten für die Baustoffe sich gegenseitig sehr verschoben, und es wurde von den Interessenten der Holzverarbeitung die Anregung gegeben, ob es nicht wirtschaftlicher sei, die Halle in Holz auszuführen. Entwürfe, Modelle, Kostenvergleiche nach dieser Richtung wurden angefertigt und eingehend geprüft. Ferner wurde auch der Nachweis der Wirtschaftlichkeit der Ausführung in Eisen vom Herrn Reichsfinanzminister gefordert. Aber trotz der gesteigerten Eisenpreise und der zu jener Zeit geringeren Kosten für Holz ergaben diese Prüfungen, daß eine Ausführung in Eisen derjenigen in Holz doch wirtschaftlich überlegen war. Kurz vor Fertigstellung des Entwurfs wurde noch eine weitere Anregung gegeben, die Kosten für die Überdachung der Bahnsteige dadurch herabzumindern, daß für jeden Bahnsteig eine einstielige Halle aufgestellt würde, die durch Zwischenkonstruktionen zu verbinden seien (s. Abb. 4). Auch dieser Hinweis wurde sorgfältig geprüft, ergab aber eine so geringe Ersparnis, daß im Hinblick

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 3a.

auf die architektonische Wirkung dem Entwurfe für die beiden größeren Hallen ohne weiteres der Vorzug zu geben war, ganz abgesehen davon, daß die Fundamentierung der einstieligen Hallen auf dem alten Teil des nicht hinlänglich tragfähigen Unterbaues kaum ausführbar gewesen wäre, was ja schon zur Ablehnung des Entwurfs der dreischiffigen Halle geführt hatte.

Maßgebend für die weitere Durchkonstruierung der nunmehr festgelegten zweischiffigen Halle waren noch folgende Hauptpunkte: erstens größte Helligkeit auf den Bahnsteigen und weiterhin möglichst ungehinderte und rasche Rauchabführung. Für den ersten Punkt wurde vorgesehen, die Seitenwände und die Schürzen der Hallen ganz in Drahtglas und die obere Eindeckung zu zwei Dritteln der Fläche in Drahtglas und zu einem Drittel in Bimsbeton auszuführen. Für die Forderung der freien Rauchabführung wurden die Dächer der Halle mit möglichst großen Laternen mit freien Seitenwänden und Entlüftung im Scheitel und die Schürzen mit besonderen Rauchabzugöffnungen unterhalb und oberhalb der eigentlichen Binderwand versehen.

Abb. 5.

Daß besonders die erste Forderung der größtmöglichen Lichtzufuhr gut erfüllt ist, beweisen Helligkeitsmessungen, die von der Osramgesellschaft nach Fertigstellung der Hallen vorgenommen worden sind. Danach weist die Halle Friedrichstraße eine mittlere Tagesbeleuchtung von 1360 Lux auf, während bei der großen Halle des Schlesischen Bahnhofs nur 95 Lux und bei derjenigen vom Bahnhof Alexanderplatz sogar nur 66 Lux vorhanden sind, wobei 10 000 Lux der Helligkeit im Freien bei bedecktem Himmel im Jahresdurchschnitt entsprechen.

Der von der Reichsbahndirektion Berlin aufgestellte Entwurf schloß mit einem überschläglich ermittelten Gewicht von 900 t ab, wobei das Mehrgewicht, welches die architektonische Ausgestaltung der Halle erfordern würde, nicht berücksichtigt war. Er wurde einer engeren Ausschreibung zugrunde gelegt, bei welcher die mindestfordernde Firma Beuchelt & Co., Grünberg, den Zuschlag für die Ausführung erhielt. Die weitere Durcharbeitung des Entwurfs und der genauen Berechnung wurde dann von der Firma im Einvernehmen mit der Eisenbahnverwaltung durchgeführt.

Maßgebende Gesichtspunkte bei der Konstruktionsdurchführung.

Zunächst mußte wegen des unregelmäßigen Grundrisses (vgl. Abb. 5) eine äußerst genaue Winkel- und Längenmessung vorgenommen werden, welche wegen des dichten Zugverkehrs,

Abb. 4.

der auch in der Nacht nur einige Stunden frei ließ, sehr schwierig waren, deren Ergebnisse aber, wie später das Aufstellen der angelieferten Konstruktionsteile bewies, überraschend genau waren.

Danach wurde die Linienführung der Binder durch Skizzen festgelegt und an einem in natürlicher Größe hergestellten Holzmodell berichtigt. In dem Vorentwurf war der Ausgleich der verschiedenen Stützweiten der Binder, welche durch den eigenartigen Grundriß bedingt sind, in die Bogenstücke verlegt worden, während die Scheitelstücke in sich gleich gehalten werden sollten. Dies hätte eine schwierige Herstellung der Bogenstücke in der Werkstatt ergeben. Nach Vorschlag der ausführenden Firma wurde der Ausgleich in den Scheitelstücken vorgenommen. Diese Anordnung hatte den Vorteil, daß sämtliche Bogenstücke gleich blieben und nur die Scheitelstücke vom First ausgekürzt werden brauchten. Infolge des Eigengewichts der Binder, der Dacheindeckung und dergl. tritt zwangläufig eine Firstsenkung und damit eine Schiefstellung der Binderstiele ein. Um dieses auszugleichen, wurde nach genauer Berechnung der Firstsenkungen und der Schrägstellung der Binderstiele eine Kürzung der Binderarme vorgenommen. In dem vorhandenen Unterbau waren in den Feldern 5—6 und 11—12 Ausdehnungsfugen vorhanden. Diese mußten für die Hallenkonstruktion einschließlich der Dachhaut ebenfalls vorgesehen werden, und zwar für den unteren Riegel in denselben Feldern, für den oberen Träger im Feld 4—5 und 12—13 unter Berücksichtigung des Windverbandes in den erst genannten Feldern. Außerdem wurden in der Dachhaut noch weitere Auszüge bei den Bindern 3, 7, 10 und 14 angeordnet. Zur Aufnahme des auf die Schürze wirkenden Winddruckes wurden zwischen den Stielen der Binder 1—2 und 15—16 Steifrahmen ausgebildet. Für die Mittelstiele mußte infolge der verschiedenen Bewegungsrichtung der Binder die Kugelform für die Auflager gewählt werden. Des gleichmäßigen Aussehens wegen und um etwaigen Schwierigkeiten bei der Montage Rechnung zu tragen, wurde für die Auflager der Außenstiele dieselbe Form beibehalten. Während an der Nordfront der Horizontalschub der Binderstiele durch die neue Rahmen-

Abb. 6. Mittelbinder

:onstruktion des Unterbaues aufgenommen wird, muß dieser .n der Südfront durch eine Verankerung auf den alten Viadukt-:nterbau übertragen werden. Hierfür konnten die alten Anker-:anäle der abgebrochenen Halle benutzt werden, jedoch mußte :egen des geringen Querschnitts dieser Kanäle hochwertiges ınkermaterial Verwendung finden. Der Auflagerdruck wird .urch die Fußlager in den Ankerrost und von diesem weiter ı die vier Auflagersteine des Fundaments übertragen.

Der Untergurt der Schürzenbinder wurde aus architek-onischen Rücksichten an der Außenseite in Höhe der Schürzen-:onstruktion eingezogen. Die Füße wurden in Rücksicht auf ie zentrische Druckübertragung und die Regelausbildung der beren Lagerkörper normal belassen; der Übergang der Gur-ung wurde mit Hilfe des äußeren Zugband- und seines Anschluß-inkels, die beide durch die Gurtung der Binderstiele hindurch-eführt werden, verblendet.

Der mittlere Aussteifungsträger wurde in die Hohlkehle er beiden Binderobergurte gelegt. Er befindet sich somit ~ 300 mm außer System, liegt aber dafür in der Schwerlinie er Binderfüße. Diese Lage hat ferner den Vorteil, daß auf dem räger die Entwässerungsrinne abgesetzt werden konnte. Die irstgelenke der Binder wurden als Bolzengelenke, die Fuß-elenke als Kugelgelenke und die Gelenke beim Anschluß der leinen Binder an die großen als Federgelenke ausgeführt . Abb. 6). Bei letzteren wurden zur Vermeidung von Vor-pannungen in den Stahlwinkeln die Niete in den an-egenden Schenkeln erst nach dem Freisetzen der Binder eschlagen.

Die Gelenkausbildung der Schürzenbinder ist dieselbe wie ei den normalen Bindern. Nur bedingte die Anordnung der panngurte bei den Schürzenbindern die Einschaltung von wischengelenken bei den Außenstielen, wodurch letztere als endelstützen wirken. Die Zwischengelenke sind ebenfalls als edergelenke ausgebildet worden.

Zur Aufnahme der Windkräfte wurden in beiden End-ldern Windverbände vorgesehen.

Die in jedem weiteren zweiten Felde sich befindenden undeisenverbände sind nur Richtverbände für die Binder ährend der Montage.

Zum Begehen des Daches zwecks Reinigung der Ober-ihter und Instandhaltung der Dachhaut wurde auf der Außen-ite des Mittelstiels bei Schürzenbinder 1 eine Steigeleiter angebracht, die zum Schutze gegen Abstürze mit leichten Bügeln versehen wurde.

Zur Reinigung der Oberlichter bei der Fernbahnhalle wurden verschiebbare Leitern angeordnet. Die Reinigung des Oberlichtes der Stadtbahnhalle erfolgt von den in der Dachhaut und auf den Oberlichtern vorgesehenen Stegen aus.

Einige Angaben aus der Festigkeitsberechnung.

Der Berechnung lagen die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dezember 1919 zugrunde.

Für die einzelnen Belastungen wurde angenommen:

Bimsbetondecke von 8 cm Dicke 110 kg/m²
Drahtglaseindeckung 35 kg/m²

Schnee nach den Vorschriften in Abhängigkeit von der Dachneigung.

Wind auf die rechtwinklig getroffene Fläche 150 kg/m²

Berechnung der Pfetten.

Von der Verwendung Gerberscher Gelenkpfetten wurde abgesehen wegen der Unregelmäßigkeit des Grundrisses. Die Knicke in den Pfettenzügen hätten die architektonische Wirkung beeinträchtigt.

Da die Stützweite der Binder nach den beiden Enden zu abnimmt, so ändern sich auch die Pfettenabstände. Für die Berechnung sind die größten Abstände maßgebend. Die Pfetten stehen, mit Ausnahme der lotrecht stehenden Firstpfetten, senkrecht zur Dachhaut. Zerlegt man die lotrechten Lasten in zwei Seitenkräfte in der Richtung der Dachhaut und senkrecht zu ihr, so werden die letzteren und die senkrecht zur Dachhaut wirkenden Windkräfte von den Widerstandsmomenten W_x der einzelnen Pfetten aufgenommen. Von den auf die einzelnen Pfetten entfallenden Seitenkräften in der Richtung der Dachhaut wurden mehrere zusammengefaßt und auf bestimmte Pfetten übertragen, die durch Anordnung eines U-Eisens auf dem oberen Flansch für querwirkende Kräfte tragfähig gemacht wurden. Die erforderlichen Querschnitte der Pfetten sind unter Berücksichtigung der Durchbiegung bestimmt, die ohne Wind $^1/_{500}$ der Stützweite im allgemeinen nicht überschreitet. Die ermittelten Querschnitte der Pfetten sind bei der Stadtbahnhalle

Pfetten	1 und 11	2 und 10	3 und 9	4 und 8	5 und 7	6
Querschnitt	2 [NP 26	80·80·10, [NP 26, 110·10	[NP 24, I NP 24	I NP 26	[NP 26, [NP 26	I NP 30

und bei der Fernbahnhalle

Pfetten	13 und 29	14 und 28	15 und 27	16 und 26	17 und 25	18 und 24	19 und 23	20 und 22	21
Querschnitt	2 [NP 30	80·80·10, 110·10, [NP 30	[NP 30, I NP 32	I NP 32	[NP 30, I NP 30	I NP 30	[NP 30, [NP 30	I NP 30	I NP 32

Berechnung der Binder.

Die Binder sind Dreigelenkbogen in der in Abb. 3 dargestellten Anordnung und als solche statisch bestimmt. Ihre Berechnung gestaltet sich verhältnismäßig einfach. Sie wurde mittels Einflußlinien durchgeführt, hauptsächlich aus dem Grunde, weil bei Aufstellung der Berechnung die Verteilung der Oberlichter noch nicht ganz endgültig feststand und das gewählte Rechnungsverfahren in einfachster Weise nachträgliche Änderungen ohne Neuaufstellung der ganzen Berechnung gestattet. Die Binder haben nach den beiden Hallenenden zu abnehmende Stützweiten, deren größte diejenige des Binderpaares 10 ist, das der Berechnung zugrunde gelegt worden ist.

Infolge der wechselnden Dacheindeckung, der veränderlichen Dachneigung und der damit zusammenhängenden ungleichen Pfettenentfernungen mußten die Knotenlasten Punkt für Punkt bestimmt werden. Die Durchführung der Berechnung führte zur Festsetzung folgender Querschnittsbestimmung:

Die Binder werden nach nebenstehender Abbildung als Blechträger mit 10 mm dickem Stehblech wechselnder Höhe, Gurtwinkeln 100 · 150, die bei der Stadtbahnhalle 12 mm, bei der Fernbahnhalle 14 mm stark sind und 1 bis 3 Gurtplatten 330 · 10 erhalten, ausgebildet.

Die wagerechten Federn bestehen aus 4 Flacheisen 100·10 und erhalten eine Druckspannung $\sigma = \frac{23\,000}{40} = 575$ kg/cm².

Abb. 7. Schürzenbinder.

Die Biegungsbeanspruchung berechnet sich aus der Gleichung $\sigma = \frac{\varphi\, d\, E}{2\, l}$ oder, wenn φ in Minuten ausgedrückt wird,

$$\sigma = \frac{2\pi}{360 \cdot 60}\,\varphi\,\frac{d \cdot E}{2\,l} = 313\,\frac{d}{l}\,.$$

Die Länge der Feder, d. i. der Abstand der äußersten Niete beträgt 26 cm, ihre Dicke $d = 2 \cdot 1{,}0 = 2$ cm, demnach wird die Biegungsbeanspruchung $\sigma = \frac{313 \cdot 8 \cdot 2}{26} = 193$ kg/cm² und die Gesamtbeanspruchung $\Sigma\ \sigma = 575 + 193 = 768$ kg/cm². Bei der senkrechten Feder entspricht einer Winkeländerung von 8 Min. eine Durchbiegung von 0,6 cm. Die Beanspruchung beträgt dann $\sigma = \frac{3}{2}\,f\,\frac{E\,d}{l^2}$, wo $f = 0{,}6$ cm, d = Dicke des

Abb. 8. Montagegerüst.

Lager und Gelenke.

Die Fußlager sind als Kugelzapfenlager, die Firstgelenke als Bolzengelenke und die Gelenke zwischen Stadt- und Fernbahnhalle als Federgelenke hergestellt. Die Berechnung der ersteren ist einfach. Die Federgelenke sind für eine Längskraft von 23,00 t, eine Querkraft von 1,3 t und einen Bewegungswinkel von 8′ berechnet.

Federbleches = 0,7 cm und l die Länge = 19 cm ist. Die Auswertung ergibt $\sigma = 375$ kg/cm². Als Material für die senkrechten Federn ist Stahlblech verwendet worden.

Schürzenbinder.

Die Schürzenbinder (Abb. 7) unterscheiden sich von den übrigen dadurch, daß sie mit Spanngurt zur Aufhebung des Bogenschubes ausgebildet sind, da der Unterbau der Stadtbahn

halle bei Binder 16 zur Aufnahme des Schubes nicht geeignet ist. Als Spanngurt dient die Außengurtung des Schürzenwindträgers.

Die Skizze zeigt die Verteilung der Gelenke am Tragwerk. Die beiden Außenstiele sind als Pendelstützen ausgebildet, ihre oberen Gelenke sind Federgelenke. Die Anschlußpunkte des Schürzengerippes und der Querschnitte des Zuggurtes sind im Verhältnis zu den großen Blechträgerquerschnitten der Binder so schwach, daß die Knotenpunkte praktisch als Gelenke aufgefaßt werden können und die statische Bestimmtheit des Tragwerkes gewahrt bleibt.

Der Gang der Berechnung ist der gleiche wie bei den Mittelbindern. In der Querschnittsausbildung weichen die Schürzenbinder von den mittleren Bindern etwas ab, insofern als der Untergurt nach nebenstehender Abbildung einseitig ausgebildet und durch einen Winkel 80 · 80 · 10 verstärkt ist. Die Verstärkung war nötig zur Aufnahme des Winddruckes auf die Schürze.

Abb. 10.

Verbände, Steifrahmen, Wände und Schürzen.

Als Windbelastung ist ein Winddruck von außen von 150 kg/m^2 und ein solcher von innen von 60 kg/m^2 angenommen worden.

Abb. 9.

a) Schürzenwindträger.

Die senkrechten Stiele der Schürzen stützen sich oben gegen den Binderuntergurt, unten gegen einen Windträger, dessen Obergurt durch den Spanngurt gebildet wird. Die Trägerhöhe des als Fachwerk ausgebildeten Windträgers beträgt 1,5 m. Entsprechend einer größeren Spannkraft zusätzlich der Windspannkräfte von 51,9 t erhält der Spanngurt des Fernbahnbinders 16 einen Querschnitt aus ┘┌ 110 · 10 und eine Beanspruchung $\sigma = 1352$ kg/m^2. Der Innengurt wird für eine Zugkraft von 53,3 t bzw. eine Druckkraft von 21,3 t aus =| 110 · 10 gebildet und erhält eine Beanspruchung von 1383 kg/cm^2 bei 5,6facher Knicksicherheit nach Euler.

b) Dachwindverbände.

Zwischen Schürzenbinder und benachbartem Mittelbinder sind Dachwindverbände angeordnet, die den Winddruck auf die oberen Schürzenhälften aufnehmen. Die Spannkräfte sind zeichnerisch mittels Kräfteplans für den in die Ebene gestreckt angenommenen Verband ermittelt. Als Streben dieses Windverbandes dienen Winkel 70 · 70 · 9, die für die geringen Kräfte reichlich genügen.

c) Steifrahmen in den Hallenendfeldern.

Zur Aufnahme der auf die Halle einwirkenden Längskräfte dienen Längsriegel, die auf die ganze Länge der Halle sowohl in den beiden Firsten, als auch zwischen den Köpfen der Binderstiele angeordnet sind. In den Endfeldern werden die Längskräfte durch Steifrahmen in die Fundamente geleitet. Die die Steifrahmen in den Außenwänden belastenden Längskräfte sind:

1. die Auflagerdrücke der Dachwindverbände,
2. die Auflagerdrücke der Schürzenwindträger.

Für die Steifrahmen zwischen den Mittelstützen treten noch hinzu:

3. Kräfte, die daher rühren, daß die Ebenen der zusammengehörigen Stadt- und Fernbahnbinder gegeneinander einen von 180^0 abweichenden Winkel bilden. Die Größe der unter 3. genannten Kräfte ist, da es sich um kleine Winkel handelt, $R = H \tang \alpha$, worin H der Bogenschub des Stadtbahnbinders und α der Winkel ist, den die beiden Binderebenen miteinander bilden.

Arbeitsplan.

Abb. 11a.

Da die Binder so abgewickelt sind, daß der erhabene Winkel dem Binder 10 zugekehrt ist, dessen Knick selbst wenig von 180^0 abweicht, so addieren sich die Kräfte der einzelnen Binder von Hallenenden bis Binder 5 bzw. 12, woselbst Temperaturfugen die weitere Summierung unterbrechen. Bei der mittleren Bindergruppe (Binder 5—12) hebt sich die Kraftwirkung ungefähr auf, da die R-Kräfte vor und hinter dem Binder 10 entgegengesetzt gerichtet sind.

Die Steifrahmen in den Endfeldern zwischen den mittleren Binderstielen sind Fachwerkrahmen und einfach statisch unbestimmt, diejenigen zwischen den äußeren Binderstielen vollwandige, vierfach statisch unbestimmte Stockwerksrahmen. Da aber nur wagerechte äußere Kräfte auftreten, die in den Riegeln angreifen, vereinfacht sich die Berechnung soweit, daß nur noch eine statische Unbestimmtheit, die Querkraft, in den Riegeln übrig bleibt, deren Berechnung keine Schwierigkeiten bietet.

Als Ergebnis der Rechnung wurde gefunden, daß die Binderfüße zur Aufnahme der Längskräfte keiner Verstärkung der für senkrechte Belastungen gewählten Abmessungen bedurften. Der Einfluß der ebenfalls berücksichtigten Wärmeschwankungen betrug nur wenige Hundertteile.

d) Längswände und Schürzen.

Die Wände sind für einen Winddruck von 100 kg/m² bei einer zulässigen Beanspruchung von 1600 kg/cm² berechnet worden. Die senkrechten Stiele der Längswände sind an dem 1100 mm hohen Längsriegel aufgehängt, der ihnen mit seinem als wagerechten Träger ausgebildeten Obergurt auch als wagerechtes Auflager dient. Unten lagern sie sich gegen ein von Binder zu Binder laufendes U-Eisen.

Als erforderlicher Querschnitt ergab sich für die Stiele ein I-NP 16, für die Mittelriegel ein I-NP 8 und für die Fußriegel ein U-NP 30. Bei den Schürzen mußte, da sie teilweise in größerer Höhe als 15 m über Erdboden liegen, mit einem Winddruck von 125 kg/m² gerechnet und daher für die Riegel I-NP 10, für die Stiele I-NP 22 gewählt werden.

Montagevorgang.

Für die Montage wurde ein verschiebbares Gerüst vorgesehen. Wegen der verschieden großen Stützweiten der Binder, die eine stete Änderung der Gerüstlänge bedingten, und wegen der Forderung, im Betriebe befindliche Gleise und Bahnsteige von Gerüstunterstützungen vollkommen freizuhalten, mußte aber zu einer besonderen Lösung der verschiebbaren Gerüstkonstruktion gegriffen werden. Das verschiebbare Gerüst wurde daher vorauseilend neben dem zu montierenden Binder aufgestellt und das zum Aufbau des Binders erforderliche Gerüst zurückgreifend konsolartig an dem verschiebbaren Gerüst ausgekragt. Dadurch wurde es möglich, die Gerüste aus dem bereits montierten nach dem weiter zu montierenden Binderfeld zu verschieben, ohne daß Gerüstteile wegen Überschneidung mit dem bereits montierten Binder zu entfernen waren.

Um Kosten zu sparen, war zunächst nur der Bau der Fernbahnhalle in Aussicht genommen worden und daran anschließend, unter Benutzung derselben Montagerüstungen, die Aufstellung der Stadtbahnhalle. Die Montage würde dann von Binder 16 bis Binder 1 der Fernbahnhalle und nach seitlicher Verschiebung und Änderung des Montagegerüstes rückschreitend von Binder 1 nach Binder 16 vor sich gegangen sein.

Zusammenstellung der wirklichen Arbeitszeiten. (aufgestellt nach der Ausführung der Arbeiten.)

Abb. 11b.

In Anbetracht der dadurch erforderlichen doppelten Behinderung des Betriebes wurde jedoch eine zweite Lösung untersucht, die den gleichzeitigen Aufbau beider Hallen gestattete und somit wesentlich zur Abkürzung der Bauzeit beitrug.

Die Anordnung der Gerüste nach dieser Lösung zeigt Abb. 8. Hiernach ruht der die Fernbahngleise überspannende Fachwerkträger auf zwei in der Längsrichtung der Halle verschiebbaren Böcken B und C. Auf dem das Gleis V der Stadtbahn überkragenden Trägerstück lagert ein Blechträger, der sich am linken Ende von Westen aus betrachtet auf einen fahrbaren Bock A über Gleis VI stützt.

Um jede Störung des Verkehrs auf den im Betrieb bleibenden Bahnsteigen zu vermeiden, wurde die Montagerüstung noch dahin geändert, daß die beiden äußeren Böcke A und C ihre Laufbahnen außerhalb der Umfassungsmauern auf besonderen Gerüsten erhielten. Mitbestimmend für diese Lösung war die Entscheidung für den Abbruch der hohen Umfassungsmauern der Georgenstraße, die zunächst als Baudenkmal des ehemaligen Stadtbahnbaues bestehen bleiben sollten, dann aber wegen möglichst großer Lichtzufuhr entfernt wurden.

Der die Fernbahngleise überspannende Fachwerkträger wurde auf dem in Gleis IV fahrbaren eisernen Bockgerüst B in seiner Längsrichtung festgelagert, wobei jedoch geringe, infolge der Grundrißkrümmung der Halle bedingte horizontale Drehbewegungen des Fachwerkträgers ermöglicht wurden. Die Auflagerung auf dem eisernen Bockgerüst C erfolgte mittels Walzen, wodurch ein Ausgleich der durch den unregelmäßigen Grundriß der Halle bedingten veränderlichen Stützweiten von 31,42 m bis 38,79 m des großen Rüstträgers erzielt wurde. Die Rollendrücke wurden dabei durch kräftige Unterzüge I-NP 45 auf die Knotenpunkte des Fachwerkträgers übertragen. Der über Bock B auskragende Arm des großen Montageträgers diente als rechtes Auflager für den als Blechträger ausgebildeten kleinen Montageträger. Das andere Auflager dieses Trägers bildete ein eiserner fahrbarer Bock A, welcher wie Bock C seine Laufbahn auf einem umsetzbaren hölzernen Außengerüst hatte. Die umsetzbaren für 2 Felder vorgesehenen Außengerüste stützten sich teils auf die Umfassungsmauer, teils auf die tiefliegende Straße.

Um bei der unregelmäßigen Grundrißgestaltung der Halle die Weiterbewegung der beiden Montagegerüste von einander unabhängig zu machen, erhielt der Bock A obere Rollen, auf welchen der kleine Montageträger ganz auf den Bock zurückgeschoben und mit diesem allein längsverschoben werden konnte. Unabhängig hiervon wurde der große Montageträger mit den Böcken B und C verfahren. Über diesen Rollen wurden auch die in jedem Binderfeld verschiedenen Stützweiten des kleinen Montageträgers ausgeglichen.

Der Montagekran ist für 2 Laststellungen dargestellt, und zwar für 5 t Last (schwerstes Binderstück = 4,5 t) und 2 t Last an der Spitze des Auslegers (schwerster Aussteifungsträger der Längswände = 1,8 t). Zum Hochziehen der Eisenteile auf die Rüstung diente ein auf letzterem stehender Schwenkkran bei Gleis III, welches als Entladegleis diente. Mehrfach wurden jedoch auch einzelne Stücke, wie die Binderfüße, unmittelbar mit dem Montagekran entladen und aufgestellt.

Mit der Montage der Halle wurde bei Binder 16 begonnen (Abb. 9 u. 10). Nach Aufstellung des Binders 16 wurde dieser an der Georgenstraße an dem vorläufig stehengelassenen gemauerten Turmpfeiler abgefangen. Die Abfangung des Mittelstieles dieses Binders erfolgte durch Verstrebung und mittels Stützen gegen die in Gleis IV liegenden an den Bahnhof anschließenden eisernen Überbauten. Nunmehr konnte nach Beseitigung der Behelfsbühne die Montagerüstung für die Montage des Binders 15 verschoben werden. Nach erfolgter Aufstellung des letzteren wurden mittels des Auslegers des Montagekranes die Längsaussteifungträger und die Pfetten eingebaut, worauf das Ausrichten und Abnieten des Feldes 16—15 erfolgte.

In der gleichen Weise fortschreitend, wurden Binder 14 und anschließend die Träger und Pfetten des Feldes 14—15 usw. montiert und dabei zuerst 2, dann später fast regelmäßig 3 Felder im Monat fertiggestellt.

Die Längswände mit ihren Blechverkleidungen wurden unabhängig von den Hauptteilen der Halle, aber unmittelbar anschließend an diese montiert.

Wie bei Feld 16—15 nahm auch die Montage des Feldes 2—1 naturgemäß längere Zeit in Anspruch, da einmal das Montagegerüst nicht über Binder 1 hinausfahren konnte, der Montagekran also umgedreht werden mußte und ferner die ebenfalls bereits eingebauten Eisenrahmen des Feldes 1—2 der Nordfront wieder den Bau einer Behelfsbühne notwendig machten.

Abb. 12.

Schließlich kam auch hier der Einbau der Schürze wie bei Binder 16 hinzu. Vergleicht man die in der neuen „Zusammenstellung der wirklichen Arbeitszeiten" (Abb. 11a) eingetragenen Montagezeiten mit den bereits knapp angesetzten des ursprünglich angenommenen Arbeitsplanes (Abb. 11b), so ergibt sich noch eine Abkürzung der Montage um einen Monat. Diese Abkürzung war nur möglich durch eine gut durchgearbeitete Konstruktion, durch tadellos genaue Werkstattarbeit und ein einwandfreies Ineinandergreifen der einzelnen Montagevorgänge.

Abb. 12 zeigt die fertiggestellte Halle von der Nordwestseite.

Die Lieferung und Aufstellung der Eisenkonstruktion wurde von der Brückenbauanstalt Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., trotz der Schwierigkeiten während der Inflationszeit in vorbildlicher Weise ausgeführt. Trotz der durch den Ruhreinbruch erschwerten Eisenbeschaffung gelang es der Firma mit Unterstützung der Eisenbahnverwaltung das erforderliche Konstruktionsmaterial stets rechtzeitig heranzubringen und die gesamte Anlage in kürzester Zeit fertigzustellen.

Die Glasdeckungsarbeiten, welche unter denselben Schwierigkeiten zu leiden hatten, wurden von der Firma Eberspächer, Eßlingen, ebenfalls zur vollen Zufriedenheit ausgeführt.

Die Bimsbetondecken der Halle wurden in gleicher Weise trotz größter Schwierigkeit des Materialbezuges von der Firma Müller & Marx, Berlin, hergestellt.

Die Entwurfsbearbeitung unterlag dem Verfasser als Dezernent der Reichsbahndirektion Berlin, die örtliche Bauleitung wurde von dem Reichsbahnrat Ringelmann als Vorstand der Bauabteilung Friedrichstraße, die architektonische Ausgestaltung von dem Reichsbahnrat Brodführer, Dezernent der Reichsbahndirektion Berlin, ausgeführt.

RECHENTAFEL ZUR BESTIMMUNG DER PFETTENPROFILE.

Von Studienrat Dipl.-Ing. A. Künkler, Köln-Lindenthal.

Rechentafeln haben neuerdings in der Technik ausgedehnte Verbreitung gefunden, besonders im Maschinenbau und in der Elektrotechnik, während sie im Baufach leider noch selten anzutreffen sind. Aber auch auf diesem Gebiete verdienen sie größere Verbreitung. Bezüglich der Grundlagen und Anwendungsmöglichkeiten der Nomographie im Eisenbau sei auf die Abhandlung von Eisner an dieser Stelle, Jahrg. 1923, S. 547 hingewiesen. An Hand eines Beispiels soll gezeigt werden, wie sich der Statiker mit Vorteil einer Rechentafel bedienen kann.

Bei der Anfertigung einer Rechentafel hat man in der Regel die Wahl zwischen der Darstellung in Koordinatensystemen (Flächennomographie) und der Anwendung von Skalen (Leitern), bei denen zusammengehörige Werte auf einer geraden Linie liegen (Skalennomographie). Welche von beiden Methoden den Vorzug verdient, ist von Fall zu Fall zu entscheiden. Die ausschließliche Verwendung der Skalennomographie, wie sie von manchen Autoren gefordert wird, ist jedenfalls zu verwerfen.

Die hier wiedergegebene Rechentafel (Abb. 1) gestattet, das Profil eiserner I-Pfetten, die senkrecht zur Dachfläche stehen, ohne Rechnung zu entnehmen, wenn Binderabstand, Pfettenabstand, Dachneigung und Eigengewicht der Dachdeckung veränderlich sind. Dabei können die Pfetten als Balken auf 2 Stützen oder als Gelenkpfetten ausgebildet werden. Der Schub in Richtung der Dachfläche soll durch Zugstangen aufgenommen werden. Die Aufgabe ist mittels der Flächennomographie gelöst worden. Durch die Entwicklung der Tafel in großen Zügen soll Fachgenossen der Weg gezeigt werden, wie bei ähnlichen Aufgaben zu verfahren ist.

Abb. 1.

Bezeichnet

a die vertikale Projektion der Pfettenentfernung in m,
b die Binderentfernung in m,
g das Eigengewicht der Dachdeckung in kg/m² Dachfläche,
α die Dachneigung in Grad,
W das Widerstandsmoment des I-Eisens,

wird ferner gesetzt

die Windbelastung = $150 \sin^2\alpha$ in kg/m² Dachfläche,
die Schneebelastung = $75 \cos\alpha$ in kg/m² Grundfläche,
das Eigengewicht der Pfette = 10 kg/m² Grundfläche,
die zulässige Beanspruchung $\sigma = 1400$ kg/cm²,

so besteht bei Gelenkpfetten die Beziehung:

$$W = \frac{Q \cdot b\, 100}{16 \cdot 1400} = \frac{a\, b^2}{16} \cdot \frac{1}{14}\left(g + 10 \cos\alpha + 150 \frac{\sin^2\alpha}{\cos\alpha} + 75 \cos^2\alpha\right)$$

Eine Funktion mit 2 Veränderlichen $f(x, y) = 0$ läßt sich im rechtwinkligen Koordinatensystem als Kurve darstellen, eine Funktion mit 3 Veränderlichen $f(x, y, z) = 0$ als Kurvenschar. Bei mehr als 3 Veränderlichen — im vorliegenden Falle sind es 5 — versuche man je 2 Veränderliche zusammenzufassen und die Gleichung auf 3 Veränderliche zurückzuführen. Setzt man

$$\frac{a\,b^2}{16} = \mu$$

und

$$\frac{1}{14}\left(g + 10\cos\alpha + 150\frac{\sin^2\alpha}{\cos\alpha} + 75\cos^2\alpha\right) = \varrho,$$

so wird

$$W = \mu . \varrho.$$

Die Gleichung stellt für $W = \text{const.}$ Hyperbeln dar, bei logarithmischer Skaleneinteilung gerade Linien, die in der Tafel oben links für die Normalprofile eingezeichnet sind. Daran anschließend nach unten ist die Gleichung

$$a = \frac{16\,\mu}{b^2}$$

dargestellt, die für $b = \text{const.}$ ebenfalls gerade Linien ergibt. Für a muß auch logarithmische Teilung gewählt werden.

Werden die Pfetten als Balken auf 2 Stützen ausgebildet, so würde

$$a = \frac{8\,\mu}{b^2},$$

d. h. für a kann dieselbe Skaleneinteilung mit anderer Bezifferung beibehalten werden. Es bleibt noch übrig, den Klammerausdruck auf der Tafel oben rechts darzustellen. Setzt man

$$10\cos\alpha + 150\frac{\sin^2\alpha}{\cos\alpha} + 75\cos^2\alpha = f(\alpha) = \lambda,$$

so wird

$$\lambda = 14\,\varrho - g.$$

Für $g = \text{const.}$ würden sich bei regulären Skalen gerade Linien ergeben, bei der für ϱ bereits gewählten logarithmischen Skala entstehen Kurven, deren Einzeichnung jedoch keine Schwierigkeit bietet. Die Profilpapiere der Firma Schleicher & Schüll, Düren, mit vorgedruckter logarithmischer Teilung sind bei diesen Darstellungen mit Vorteil zu verwenden. An Stelle der aufgetragenen Werte λ sind unmittelbar die zugehörigen Werte α angeschrieben worden.

Die Beanspruchung von 1400 kg/cm² ist nur zulässig, wenn die Berechnung ohne Wind eine Beanspruchung von höchstens 1200 kg/cm² ergibt. In diesem Fall wird $\lambda = 12\,\varrho - g$ und die Größe $150\,\frac{\sin^2\alpha}{\cos\alpha}$ fällt fort. Es ergibt sich hierfür eine neue Kurvenschar, die sich mit den ersten Kurven auf der „Grenzkurve" schneidet. Für Punkte auf der Grenzkurve geben beide Berechnungsweisen denselben Querschnitt, für Punkte rechts der Grenzkurve ist die Berechnung mit Wind und $\sigma = 1400$ kg/cm² maßgebend, für Punkte links der Grenzkurve gibt die Berechnung ohne Wind und mit $\sigma = 1200$ kg/cm² den größeren Querschnitt.

Eine dritte Kurvenschar entsteht, wenn bei einer Dachneigung von 46° an die Schneebelastung fortfällt.

Entwirft man sich ähnliche Tafeln für I-Pfetten, die auf Doppelbiegung beansprucht werden (ohne Zugstangen), ferner für I-Pfetten senkrecht zur Grundfläche und für ⎾⏌-Eisen[1]), so ist der Statiker in der Lage, ohne umständliche Vergleichsrechnung die günstigste Anordnung zu treffen und das Profil zu bestimmen.

[1]) Die Tafeln in der Größe 30 × 40 cm werden vom Verfasser abgegeben.

Die „Rechentafel zur Bestimmung der Pfettenprofile" ist ein sehr beachtenswerter, brauchbarer Beitrag zur Anwendung der Nomographie im Eisenbau; sie wird hoffentlich bald die verdiente häufige Benutzung im Konstruktionsbüro finden, durch ihre Vorzüge im Gebrauch zum selbständigen Entwurf neuer Tafeln anregen und der nomographischen Denkweise den Weg bereiten. An die obige Darstellung des Herrn Künkler lassen sich zwei Bemerkungen knüpfen, deren erste sich auf den Inhalt, deren zweite sich auf die Form bezieht. Um im folgenden kürzer sein zu können, sei im Hinblick auf die Künklersche Darstellung folgende Bezeichnung eingeführt: Betrachtet man die nach rechts gehende gerade Linie, auf der die Dachneigungen α aufgetragen sind (von 0° bis 70°) als $+$ x-Achse, die nach unten zeigende Skala: Pfettenabstand „a" bei Gelenkträger (von 0,5 m bis 5 m) als $-$ y-Achse, so zerfällt die Tafel in 4 Quadranten, die in üblicher Reihenfolge (entgegengesetzt dem Uhrzeiger laufend) und mit dem Quadranten zwischen $+$ x- und $+$ y-Achse beginnend, beziffert werden.

1. Der erste Quadrant gibt einen sehr wichtigen Aufschluß über die nach den amtlichen Bestimmungen sich ergebenden Belastungen (die Ordinate ist der Belastung je laufenden m Pfettenlänge verhältnisgleich); hier zeigt sich der Umstand, daß meistens aus brauchbaren Nomogrammen über den ursprünglichen Zweck hinaus sich neue wichtige Einsichten ergeben, die man ohne graphische Darstellung (etwa in Tabellen) nicht gewonnen hätte. Für jede Dachart ergibt sich ein vierfach gebrochener Kurvenzug, der durch geschickte Auseinanderziehung der Abszissenteilung (vgl. dazu diese Zeitschr. 1923; S. 550, Abb. 5) in ein vierfaches Polygon von nahezu geraden Linien gestreckt wurde. Diese Darstellung sollte Veranlassung sein, die amtlichen Vorschriften in dem Sinne zu überprüfen, ob nicht eine das Polygon in genügender Annäherung durchsetzende Kurve oder gerade Linie in mindestens gleicher Weise wie die bisherigen Vorschriften zweckentsprechend, ja vielleicht besser wäre; dies ergäbe graphisch und rechnerisch natürlich erhebliche Rechnungserleichterung, ohne Gefährdung der Anforderungen an zulässige Sicherheitsgrößen. Abgesehen von der Zeitersparnis bei Entwurf und Nachprüfung würde dies die Schaffung von Normen bedeutend vereinfachen.

2. Ein Nomogramm soll im Gebrauch möglichst einfach sein, d. h. nicht unnötig viele, die Darstellung beim Gebrauch verwirrende Linien enthalten. Außerdem soll sein Aufbau (Anordnung, Wahl der Maßstabeinheiten) klar und einfach sein; die innere Berechtigung für die Wahl der Einheiten muß erkennbar sein. Prüft man in diesem Sinne die obige Tafel genauer, so ergeben sich einige kleine, den gesamten Gedankengang unbeeinflußt lassende Einwendungen: Auf der $+$ y-Achse entsprechen die sich beim Ziehen der Gebrauchslinien ergebenden Abschnitte der Belastung p; auf der $-$ x-Achse entsprechen die Abschnitte der Größe $a.b^2$. Beide Achsen sind nicht mit bezifferten Teilungen versehen, weil diese Zwischenwerte nicht abgelesen zu werden brauchen. Während nun der Maßstab der (nicht eingetragenen) Werte ab^2 auf der $-$ x-Achse genau der Teilung des Rechenschiebers (25 cm lang) entspricht, ist dies für die Teilung für „den Pfettenabstand „a" nicht der Fall; die Abweichung beträgt aber merkwürdigerweise wenig, so daß die Neigung der Geraden $b = 2$ bis $b = 12$ von 45° ein wenig abweicht. Wieviel klarer und erheblich einfacher in der Herstellung wäre eine Tafel, bei der auch die Teilung der Skala des Pfettenabstandes „a" eine Rechenschieberteilung wäre und alle „b-Geraden" unter 45° verlaufen würden. Weiterhin laufen sehr viele horizontale „Leitlinien" vom ersten zum zweiten Quadranten und entsprechend vertikale Linien vom zweiten zum dritten Quadranten; sie erleichtern das Einzeichnen oder Nachfahren der Gebrauchslinien (etwa mit dem Bleistift). Der Abstand dieser Linien ist unregelmäßig, scheinbar logarithmisch, aber ein Grund für diese Unregelmäßigkeit nicht erkennbar; der ungleiche Abstand wirkt daher ver-

wirrend. Außerdem sollte grundsätzlich die Formel, für die die Tafel gilt, also

$$W = \frac{a\,b^2}{16 \text{ bezw. } 8} \cdot \frac{1}{14} \cdot f(g, \alpha)$$

auf der Tafel angegeben sein. All das läßt sich leicht beheben, ist aber für zweckmäßige Anwendung wichtig.

Abb. 2.

Künkler verwirft mit Recht die Forderung nach ausschließlicher Verwendung der Skalennomographie, womit er die Anwendung von Fluchtlinien meint. Trotzdem scheint gerade im vorliegenden Falle eine teilweise Anwendung von Fluchtlinien etwa nach Abb. 2 besser, weil 1. die Selbstherstellung der Tafel in wesentlich kürzerer Zeit ermöglicht wird, 2. das sich ergebende Tafelbild, weil es nur ganz wenige gerade Skalen enthält, bedeutend einfacher, klarer, übersichtlicher ist. Ein geringer Nachteil ist allerdings in Kauf zu nehmen: Man kann nicht einfach mit einem Stift die Gebrauchslinien nachfahren, sondern braucht außerdem — das ist aber stets vorhanden — ein Lineal oder Dreieck. Eine verkleinerte Darstellung ist in der Abbildung gegeben.

Beide Tafeln leisten auf gleicher Größe bei genügender Genauigkeit das gleiche; in der Praxis wird sich die Vorliebe des betreffenden Konstrukteurs für die eine oder andere Form entscheiden. Regierungsbaumeister Eisner.

Zu den Ausführungen des Herrn Eisner möchte ich noch folgendes bemerken.

Als Format für die Gesamtdarstellung habe ich DIN 476, A 3, d. h. ein Fertigformat 297 × 420 mm gewählt. Die 4 Maßstäbe wurden unter Ausnutzung des verfügbaren Raumes lediglich mit Rücksicht auf die Deutlichkeit und den praktischen Gebrauch der 3 Netztafeln festgelegt. Ich vermeide es, eine logarithmische Skala zu errechnen oder vom Rechenschieber abzugreifen, sondern verwende der Genauigkeit wegen, wenn irgend möglich, die Skalen, welche die Firma Schleicher & Schüll gedruckt liefert, d. s. 90, 100, 125, 200, 250, 300, 400, 500 und 600 mm. In vorliegendem Falle ergaben sich hiernach zwanglos die gewählten Maßstäbe 100, 125 und 250 mm. Die geringe Mehrarbeit, die dadurch entstand, daß die b-Gleicher nicht unter 45° laufen, ist bedeutungslos. Die durch je zwei Netztafeln hindurchgehenden parallelen Linien in ungleichem Abstande sind Überbleibsel der kopierten logarithmischen Skala. Natürlich könnten sie durch Linien in gleichem beliebig gewählten Abstand ersetzt werden. Hierin erblicke ich jedoch keinen Vorteil. Der entlang gleitende Stift wird leichter auf eine Nachbarlinie abirren, wenn die Abstände gleich sind.

Was die Wahl zwischen Netztafeln und Fluchtlinientafeln angeht, so ist bemerkenswert, daß sich letztere als Blau- oder Weißpausen oder beim Aufziehen auf Karton verziehen, wodurch die Genauigkeit der Tafel erheblich leidet, während bei Netztafeln das Verziehen des Papiers ohne nachteiligen Einfluß ist[2]).

Studienrat Dipl.-Ing. Künkler.

[2]) Anmerkung der Schriftleitung. Im Gegensatz hierzu hat der Ausschuß für graphische Rechentafeln die Feststellung gemacht, daß sich Fluchtlinienpläne beim Pausen oder Aufziehen auf Karton durchaus nicht ungünstiger verhalten als Netztafeln.

ZUR BERECHNUNG DREISCHIFFIGER KONTINUIERLICHER HALLENRAHMENBINDER MIT ÜBERHÖHTEM MITTELSCHIFF.

Von Dr.-Ing. H. Buchenau.

(Schluß von Seite 307.)

5. Das System 4 (mit hochliegendem Zugband).

Die Berechnung des statisch unbestimmten Hauptsystems für $Z = -1$:

$$\delta_{az} = +6{,}640 \cdot 10{,}0 + 0{,}438 \cdot 2{,}40 = +67{,}450$$

$$\delta_{cz} = -6{,}640 \cdot 6{,}505 \cdot 10{,}0 - 146{,}10 + 0{,}438 \cdot 0{,}80\,(2{,}19 + 3{,}495) = -576{,}110$$

$$\delta_{Jz} = +6{,}640 \cdot 5{,}00\,(-5{,}570 + 5{,}60) + 19{,}25 \cdot 0{,}61 + 0{,}438 \cdot 0{,}80\,(-6{,}796 - 1{,}190) = +9{,}926$$

$$X_{az} = +\frac{67{,}450}{15{,}666} = +4{,}305$$

$$X_{cz} = -\frac{576{,}110}{647{,}63} = -0{,}890$$

$$X_{dz} = +\frac{9{,}926}{338{,}77} = +0{,}0293$$

$$Y_{1z} = +4{,}305 - 4{,}405 \cdot 0{,}0293 = +4{,}176,$$

$$Y_{3z} = -0{,}890 + 0{,}920 \; 0{,}0293 = -0{,}863,$$

$$Y_{Jz} = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = +0{,}0293.$$

Die Momente des statisch unbestimmten Hauptsystems infolge $Z = -1$:

$$M_z^V = M_z^0 + u_z + v_z\,x$$

1 — 2	u_z	v_z
A — α	—	− 0,0293
α — β	− 5,60 · 0,0293 = − 0,1640	− 0,1 (4,176 + 6,505 · 0,863 + 2,0 · 0,0293) = − 0,9845
B — β	—	− 0,863 − 0,0293 = − 0,8923
δ — γ	− 4,176 + 6,630 · 0,863 = + 1,5440	− 0,385 · 0,863 = − 0,3320
γ — β	− 4,176 + 3,495 · 0,863 = − 1,1610	− 0,8630

$M^V_{z\varepsilon} = -0{,}1640,$

$M^V_{z\beta_\alpha} = -0{,}1640 + (1 - 0{,}9845) \cdot 10{,}0 = -0{,}0090,$

$M^V_{z\beta_B} = (1 - 0{,}8923) \cdot 7{,}6 = +0{,}8180,$

$M^V_{z\delta} = +1{,}5440,$

$M^V_{z\gamma} = -1{,}1610$ (Kontrolle: $= +1{,}5450 - 0{,}332 \cdot 8{,}15$),

$M^V_{z\beta_\gamma} = -1{,}161 + (1 - 0{,}863) \cdot 2{,}4 = -0{,}8325.$

Kontrolle für die Rechenschärfe:

$-0{,}0090 - 0{,}8180 = -0{,}827$ gegen $M^V_{z\beta_\gamma} = -0{,}8325.$

1 mm = 3 mt.

Abb. 34. Momente des Systems 4 infolge lotrechter Streckenlast.

Mit $Z = +23{,}40$ berechnen sich die Ordinaten der Zusatzmomentenfläche zu:

$$M^z_\alpha = +3{,}84$$
$$M^z_{\beta_\alpha} = +0{,}21$$
$$M^z_{\beta_B} = -19{,}15$$
$$M^z_\delta = -36{,}15$$
$$M^z_\gamma = +27{,}20$$
$$M^z_{\beta_\gamma} = +19{,}48$$

womit sich die Momentenfläche gemäß nebenstehender Abb. 34 ergibt.

III. Die Berechnung mit Hilfe statisch unbestimmter Hauptsysteme unter Anwendung der Gehlerschen Formeln für die Einspannungsgrade.

Anschaulicher als der bisher entwickelte Berechnungsgang, aber nicht von derselben allgemeinen Anwendbarkeit, ist eine Berechnung mit Hilfe statisch unbestimmter Hauptsysteme, die zweckmäßig ihrerseits mit Hilfe der Gehlerschen Formeln für die Einspannungsgrade [6]) berechnet werden. Es soll der Rechnungsgang für einige Systemtypen und gleichförmig verteilte lotrechte Belastung entwickelt und auf ein Zahlenbeispiel angewandt werden.

1. Auf Zweigelenk-Seitenrahmen gelagerter Zweigelenk-Mittelrahmen.

Das System ist im allgemeinen dreifach, für die hier allein berücksichtigte symmetrische Belastung nur zweifach statisch unbestimmt. Als einfach statisch unbestimmtes Hauptsystem wird für eine Systemhälfte der Seitenrahmen gewählt, als statisch nicht bestimmbare Größe der Horizontalschub X des Mittelrahmens, vgl. Abb. 35. Die Elastizitätsgleichung lautet:

$$X = \frac{\delta^I_{0a}}{\delta^I_{aa}}$$

Abb. 35. Statisch unbestimmtes Hauptsystem.

Abb. 36. Statisch bestimmtes Grundsystem.

Abb. 37. Statisch unbestimmtes Hauptsystem.

Abb. 38. Die Reaktionen des unbestimmten Systems.

Die Koeffizienten der Elastizitätsgleichung für Z:

$\delta^V_{0z} = 6{,}640\,(-0{,}1640 - 0{,}0090)\,62{,}50 + 0{,}680\,(-3{,}483 + 7{,}720)\,166 = +406{,}30$

$\delta^{V'}_{zz} = 1{,}359 \cdot 3{,}135\,(3{,}088 - 1{,}161) = 8{,}2.$

Für die Berücksichtigung des Zugbandes gelten folgende Konstanten:

$$J_c = 0{,}0417\ \text{m}^4;\quad F = 0{,}5000\ \text{m}^2$$
$$\frac{J_c}{F} = 0{,}0831\ \text{m}^2$$
$$F_e = 0{,}00393\ \text{m}^2\ (2\ \text{Rundeisen}\ \varnothing\ 50\ \text{mm})$$
$$\frac{E_b}{E_e} = 0{,}1;\quad \frac{J_c}{F_e} = 10{,}6;\quad \cos^2\alpha = 0{,}870$$

Mit diesen Werten wird:

$$\delta^{V''}_{zz} = \underbrace{0{,}0834 \cdot 0{,}863 \cdot 0{,}870 \cdot 8{,}15}_{0{,}509} + \underbrace{0{,}1 \cdot 10{,}6 \cdot 8{,}15}_{8{,}640} = 9{,}149$$

und somit:

$$Z = +\frac{406{,}30}{8{,}2 + 9{,}149} = +23{,}40\ ^{5)}$$

Werden die Längskräfte im Mittelriegel vernachlässigt und nur die Elastizität des Zugbandes berücksichtigt, so folgt — in genauer Übereinstimmung mit der Berechnung unter Anwendung der Gehlerschen Einspannungsgrade, s. u. III, 4:

$$Z = +\frac{406{,}30}{8{,}2 + 8{,}64} = +24{,}1$$

Die δ^I werden berechnet aus den

M_0 des statisch bestimmten Grundsystems (Balken), vgl. Abb. 36.

M^I_a des statisch unbestimmten Hauptsystems, vgl. Abb. 37.

a) Seitenrahmen: Die M^I_a werden berechnet mit Hilfe der Einspannungsgrade, a. a. O. Seite 230, Übersicht VII, 6 zu:

$$\nu_l = \frac{h_0'}{l_0'};\quad \nu_r = \vartheta^2\frac{h_1'}{l_0'};\quad \vartheta = \frac{h_1}{h_0}$$
$$\alpha = \nu_l + \nu_r + 1 + \vartheta + \vartheta^2$$
$$M^I_{a_\alpha} = \left[1 - \frac{1}{\alpha}\left(\nu_l + 1 + \frac{\vartheta}{2}\right)\right] h_0$$
$$M^I_{a_\beta} = -\frac{1}{\alpha}\left(\nu_l + 1 + \frac{\vartheta}{2}\right) h_1$$

Der 2. (griechische) Index bezeichne wie bisher den Ort der betreffenden Momentenordinate.

b) Mittelrahmen:

$$M^I_{a_\gamma} = +1\,\Delta h$$
$$M^I_{a_\delta} = +1\,(f + \Delta h)$$

[5]) Unter Vernachlässigung der Elastizität des Zugbandes würde

$$Z = +\frac{406{,}30}{8{,}2} = +49{,}50$$

welcher Wert natürlich dem wirklich eintretenden Spannungszustand nicht entspricht und falsch ist.

[6]) Gehler, Der Rahmen, 2. Aufl., Berlin 1919.

Mit diesen Ordinaten der Momentenflächen berechnen sich dann:

$$E J_c \delta^I_{0a} = \frac{l_0'}{3}[M_\alpha + M_\beta]\frac{p l_0^2}{8} + \frac{l'}{24}[3 M_\gamma + 5 M_\delta]\frac{p l^2}{8}$$

$$E J_c \delta^I_{aa} = \frac{l_0'}{3}[M_\alpha^2 + M_\alpha M_\beta + M_\beta] + M_\beta^2]$$
$$+ \frac{l'}{6}[M_\gamma^2 + M_\gamma M_\delta + M_\delta^2]$$
$$+ \frac{h_0'}{3} M_\alpha^2 + \frac{h_1'}{3} M_\beta^2 + \frac{\Delta h'}{3} M_\gamma^2$$

Die Momente des statisch unbestimmten Systems berechnen sich nach der Gleichung:

$$M = M_0 - X M^I_a$$

in den einzelnen Stäben zu:

$$\alpha - \beta;\quad M = -H h_0 + \left(p\frac{l_0}{2} + X\frac{h_1}{l_0} - H\frac{g}{l_0}\right) x_0 - \frac{p}{2} x_0^2 \Bigg|_{x=0}^{x=l_0}$$

$$\gamma \quad \delta;\quad M = -X \Delta h + \left(p\frac{l}{2} - X\frac{f}{\frac{l}{2}}\right) x - \frac{p}{2} x^2 \Bigg|_{x=0}^{x=\frac{l}{2}}$$

Hierin bedeutet H die Summe des Horizontalschubs H_p der Seitenrahmen infolge p und der Reaktion H_X infolge X, vgl. Abb. 38.

$$H = H_p + H_x$$

$$H_p = + p\frac{l_0^2}{8}\cdot\frac{1}{h_0}\cdot\frac{\vartheta + 1}{\alpha}$$

$$H_x = \left[1 - \frac{1}{\alpha}\left(\nu_1 + 1 + \frac{\vartheta}{2}\right)\right] X$$

(vergl. Gehler, Übersicht VII, Punkt 4 und 6).

Abb. 39.

Für Symmetrie der Belastung ist das Hauptsystem nur noch zweifach, das Hilfssystem nur noch einfach statisch unbestimmt, und es werden weiter $M_l = M_r$ und damit $X_b = 0$,

$$X_a = M_l = M.$$

Der Horizontalschub in Höhe der eingeschalteten Gelenke werde mit H bezeichnet. Die Momente des statisch bestimmten Hauptsystems ergeben sich gemäß Abb. 40—43, diejenigen des statisch unbestimmten Hilfssystems gemäß Abb. 46.

Der Horizontalschub H des statisch unbestimmten Hauptsystems infolge $X_a = -1$ werde mit X_a, derjenige infolge $X_c = -1$ mit H_c bezeichnet. Für das halbe System werden:

$$E J_c \delta^I_{aH} = -\frac{l_0'}{6}\left(2 M^I_{\beta_H} + M^I_{\alpha_H}\right) - \frac{\Delta h'}{2}\cdot 1\,\Delta h - \frac{l'}{4}\cdot 1\,(f + 2\,\Delta h)$$

$$E J_c \delta^I_{cH} = +\frac{l'}{12}\cdot f\,[2\,(f + \Delta h) + \Delta h]$$

$$E J_c \delta^I_{HH} = -\frac{l_0'}{6} h_1 \left(M^I_{H_\beta} + M^I_{H_\alpha}\right) - \frac{h_1'}{3}\cdot h_1 M^I_{H_\beta} + \frac{\Delta h'}{3}\Delta h^2$$
$$+ \frac{l'}{6}[\Delta h^2 + \Delta h\,(\Delta h + f) + (\Delta h + f)^2]$$

und hiermit:

$$H_a = \frac{\delta^I_{aH}}{\delta^I_{HH}} \qquad H_c = \frac{\delta^I_{cH}}{\delta^I_{HH}}$$

Mit diesen Werten berechnen sich dann die Momente des statisch unbestimmten Hauptsystems wie folgt:

a) Seitenrahmen [7]).

Es entstehen infolge $X_a = -1$ (vgl. Gehler, Übersicht VII, 3 [8]) und VII, 6):

$$M^{II}_{a_\alpha} = + \frac{1}{\alpha}\left(\frac{1}{2} + \vartheta\right) - \left[1 - \frac{1}{\alpha}\left(\nu_1 + 1 + \frac{\vartheta}{2}\right)\right] h_0 H_a$$

$$M^{II}_{a_\beta} = + \frac{\vartheta}{\alpha}\left(\frac{1}{2} + \vartheta\right) - 1 + \frac{1}{\alpha}\left(\nu_1 + 1 + \frac{\vartheta}{2}\right) h_1 H_a$$

Abb. 40. Abb. 41. Abb. 42. Abb. 43.

Momentenflächen des statisch bestimmten Hauptsystems.

2. Der dreifache kontinuierliche Gelenkrahmen (System 1) mit Zugband (System 4).

Das System 4 ist im allgemeinen sechsfach, für symmetrische Belastung, die hier allein berücksichtigt wird, nur noch vierfach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmtes Hauptsystem wird das oben unter 1 berechnete System gewählt. Für allgemeine Belastung wäre dieses Hauptsystem dreifach statisch unbestimmt. Seine Berechnung erfolgt wieder (s. o.) mit Hilfe eines (allgemein zweifach) statisch unbestimmten Hauptsystems, das hier als statisch unbestimmtes Hilfssystem bezeichnet werde. Die statischen Größen der einzelnen Hauptsysteme werden durch Indizes unterschieden, die den Grad der Unbestimmtheit des betreffenden Hauptsystems bezeichnen.

Als Unbekannte des Systems werden zweckmäßig gewählt, vgl. Abb. 39

$$X_a = \frac{M_l + M_r}{2}$$

$$X_b = \frac{M_l - M_r}{2}$$

$$X_c = Z.$$

Abb. 46. Momente am statisch unbestimmten Hilfssystem.

Infolge $X_c = -1$ entstehen die den 2. Summanden der vorstehenden Formeln entsprechenden:

$$M^{II}_{c_\alpha} = -\left[1 - \frac{1}{\alpha}\left(\nu_1 + 1 + \frac{\vartheta}{2}\right)\right] h_0 H_c$$

$$M^{II}_{c_\beta} = + \frac{1}{\alpha}\left(\nu_1 + 1 + \frac{\vartheta}{2}\right) h_1 H_c$$

[7]) Die Belastung des Seitenrahmens infolge $X_a = -1$ bzw. $X_c = -1$ gestaltet sich gemäß nebenstehender Abbildung 44.

[8]) Die folgenden Ausdrücke werden aus der Betrachtung des rechten Seitenrahmens gewonnen; die Steifigkeitskoeffizienten ν', ϑ', α' der rechten Systemhälfte stehen zu denen der linken Systemhälfte in folgender Beziehung, vgl. Abb. 45:

Abb. 44. Abb. 45.

$$\nu_l' = \frac{h_l'}{l_0'} = \nu_r\cdot\frac{1}{\vartheta^2};\qquad \nu_r' = \frac{h_0'}{l_0'}\cdot\vartheta'^2 = \nu_l\cdot\frac{1}{\vartheta^2};\qquad \vartheta' = \frac{h_0}{h_1} = \frac{1}{\vartheta}$$

$$\alpha' = \nu_l' + \nu_r' + 1 + \vartheta' + \vartheta'^2 = \frac{1}{\vartheta^2}\cdot\alpha$$

b) Mittelrahmen, vgl. Abb. 47 u. 48:

$M^{II}_{a\,\beta_\gamma} = -1$

$M^{II}_{a\,\gamma} = -1 - \Delta h\, H_a$

$M^{II}_{a\,\delta} = -1 - (f + \Delta h)\, H_a$

$M^{II}_{c\,\delta_\gamma} = 0$

$M^{II}_{c\,\gamma} = -\Delta h\, H_c$

$M^{II}_{c\,\delta} = +1 f - (f + \Delta h)\, H_c$

Abb. 47 u. 48.

Nach numerischer Festlegung der M^{II}_a- und M^{II}_c-Flächen erfolgt die Berechnung der δ^{II}_{ik} unter Anwendung des Reduktionssatzes:

$$E\,J_c\,\delta^{II}_{aa} = -\frac{l_0'}{6}\cdot 1\,(2\,M^{II}_{a_\beta} + M^{II}_{a_\alpha}) - \frac{\Delta h'}{2}\cdot 1\,(M^{II}_{a_{\beta_\gamma}} + M^{II}_{a_\gamma}) - \frac{l'}{4}\cdot 1\,(M^{II}_{a_\gamma} + M^{II}_{a_\delta})$$

$$E\,J_c\,\delta^{II}_{ac} = +\frac{l'}{12} f\,(2\,M^{II}_{a_\delta} + M^{II}_{c_\gamma})$$

$$E\,J_c\,\delta^{II'}_{cc} = +\frac{l'}{12} f\,(2\,M^{II}_{c_\delta} + M^{II}_{c_\gamma})$$

$$E\,J_c\,\delta^{II}_{0a} = +\frac{l_0'}{3}(M^{II}_{a_\alpha} + M^{II}_{a_\beta})\frac{p\,l_0^2}{8} + \frac{l'}{24}(3\,M^{II}_{a_\gamma} + 5\,M^{II}_{a_\delta})\frac{p\,l^2}{8}$$

$$E\,J_c\,\delta^{II}_{0c} = +\frac{l_0'}{3}(M^{II}_{c_\alpha} + M^{II}_{c_\beta})\frac{p\,l_0^2}{8} + \frac{l'}{24}(3\,M^{II}_{c_\gamma} + 5\,M^{II}_{c_\delta})\frac{p\,l^2}{8}$$

Hierauf werden unter Berücksichtigung der Spannkraft und Elastizität des Zugbandes und unter Vernachlässigung der Normalkräfte des Rahmens die Elastizitätsgleichungen angeschrieben, worin alle Koeffizienten δ^{II}_{ik} mit $E\,J_c$ multipliziert sind;

$$X_a\,\delta^{II}_{aa} + X_c\,\delta^{II}_{ac} = \delta^{II}_{0a}$$

$$X_a\,\delta^{II}_{ca} + X_c\left(\delta^{II'}_{cc} + \frac{1}{2}\cdot\frac{E_b\,J_c}{E_e\,F_e}\right) = \delta^{II}_{0c}$$

Zur Berechnung der Endmomente sind die Momente des statisch unbestimmten Hauptsystems infolge der äußeren Belastung erforderlich. Die Berechnung derselben erfolgt wieder mit Hilfe des statisch unbestimmten Hilfssystemes; es ist dies zugleich die oben unter III, 1 mitgeteilte Berechnung des auf Zweigelenk-Seitenrahmen gelagerten Zweigelenk-Mittelrahmens.

Derselbe Rechnungsvorgang dient zur Berechnung des Systems 1 (ohne Zugband); die Elastizitätsgleichung lautet hierfür;

$$X_a = \frac{\delta^{II}_{0a}}{\delta^{II}_{aa}}$$

Entsprechend ließe sich das (eingespannte) System 5 berechnen, vgl. Abb. 49:

$$X_a = \frac{M_l + M_r}{2}$$

$$X_b = \frac{M_l - M_r}{2}$$

$$X_c = H.$$

Abb. 49.

Für Symmetrie der Belastung wird:

$$X_a = M_l = M.$$

Hier wären die Einspannungsgrade der eingespannten Seitenrahmen zu berechnen. Es soll hiervon abgesehen werden, weil sich zeigen läßt, daß das System 5 nicht ohne Vernachlässigung der Bodennachgiebigkeit berechnet werden darf und diese sowie die Einflüsse von Temperaturänderungen und Schwinden des Betons im vorstehend entwickelten Rechnungsgang nicht berücksichtigt werden können.

Wie die Zahlenbeispiele zeigen, werden für den hier entwickelten Rechnungsgang die Rechnungen sehr übersichtlich und hinreichend genau. Das Vorteilhafte dieses Rechnungsganges besteht darin, daß die Berechnung der statisch unbestimmten Hauptsysteme mit Hilfe der Formeln für die Einspannungsgrade unmittelbar die allein für die weitere Berechnung erforderlichen Momente des unbestimmten Hauptsystems liefert. Dem Nachteil der beschränkten Anwendbarkeit hinsichtlich der Belastungsfälle und Nebeneinflüsse steht als wesentlicher Vorteil gegenüber die Möglichkeit einer Verfolgung der Wirkung einer Abänderung der Steifigkeitsverhältnisse der einzelnen Systemlinienteile auf das gesamte Kräftespiel des Systems.

Zahlenbeispiele.

Den folgenden Berechnungen liegt wieder das Beispiel des Abschnitts II zugrunde.

3. Auf Zweigelenk-Seitenrahmen gelagerter Zweigelenk-Mittelrahmen.

Seitenrahmen:

$$\nu_l = \frac{16{,}33}{19{,}93} = 0{,}820;\quad \nu_r = 1{,}839\,\frac{7{,}600}{19{,}93} = 0{,}705$$

$$\vartheta = \frac{7{,}60}{5{,}60} = 1{,}356;\quad \alpha = 0{,}820 + 0{,}705 + 1{,}000 + 1{,}356 + 1{,}839 = 5{,}720$$

$$M^I_\alpha = \left[1 - \frac{1}{5{,}720}(0{,}820 + 1{,}000 + 0{,}678)\right] 5{,}60 = 3{,}150$$

$$M^I_\beta = -0{,}437\cdot 7{,}60 = -3{,}320.$$

Mittelrahmen:

$$M^I_\gamma = +2{,}400$$

$$M^I_\delta = +3{,}135 + 2{,}400 = +5{,}535.$$

Mit diesen Werten berechnet sich dann:

$$\delta^I_{0a} = 6{,}640\,(3{,}150 - 3{,}320)\,62{,}5 + 0{,}680\,(7{,}200 + 27{,}675)\,166{,}0 = +3869{,}55$$

$$\delta^I_{aa} = 6{,}640\,(9{,}925 - 10{,}450 + 11{,}010) + 2{,}715\,(5{,}76 + 13{,}28 + 30{,}6) + 5{,}45\cdot 9{,}925 + 2{,}533\cdot 11{,}010 + 0{,}292\cdot 5{,}76 = +287{,}93$$

$$X = +\frac{3869{,}55}{287{,}93} = +13{,}43\ ^{9)}$$

$$H_p = 62{,}5\cdot\frac{1}{5{,}60}\cdot\frac{2{,}356}{5{,}720} = 4{,}600$$

$$H_X = 0{,}563\cdot 13{,}43 = 7{,}560$$

$$H = 4{,}60 + 7{,}56 = +12{,}16,$$ vgl. Abb. 50.

Abb. 50.

Die Ordinaten der Momentenfläche berechnen sich zu:

$$M_\alpha = -12{,}16\cdot 5{,}60 = -68{,}10$$

$$M_{\beta_\alpha} = +1{,}27\cdot 7{,}60 = +9{,}65$$

$$M_\gamma = -13{,}43\cdot 2{,}4 = -32{,}25$$

$$M_\delta = -13{,}43\cdot 5{,}535 - 2{,}5\cdot 66{,}4 + 2{,}5\cdot 16{,}13 = +91{,}50$$

Die Parabelordinaten der Riegelmomente berechnen sich aus den Gleichungen:

$\alpha - \beta$: $M_m = 3{,}91\,m\,(n - m) + 9{,}725\,m - 68{,}10;\quad n = 8$

$\delta - \gamma$: $M_m = 3{,}44\,m\,(n - m) - 32{,}25 \qquad n = 6$

4. Die Systeme 1 und 4 (berechnet m. H. der Gehlerschen Einspannungsgrade).

a) Berechnung des Systems 1.

Die Berechnung des statisch unbestimmten Hilfssystems:

$$\delta^I_{aH} = -3{,}320\,(-6{,}640 + 3{,}150) - 0{,}438\cdot 2{,}40 - 4{,}075\cdot 7{,}935 = -21{,}77$$

$$\delta^I_{HH} = +11{,}580\cdot 7{,}60 + 2{,}533\cdot 3{,}320\cdot 7{,}60 + 1{,}68 + 134{,}75 = +228{,}33\ ^{10)}$$

$$H_a = -\frac{21{,}77}{288{,}33} = -0{,}0755.$$

---

9) Für starre Seitenrahmen würde der Horizontalschub des Mittelrahmens betragen:

$$\nu = \frac{0{,}876}{16{,}300} = 0{,}0538;\quad \vartheta = \frac{3{,}135}{2{,}400} = 1{,}305$$

$$\alpha = 3{,}000 + 0{,}1076 + 1{,}305\cdot 4{,}305 = 8{,}7276$$

$$X = \frac{1}{2{,}4}\cdot 166{,}0\cdot\frac{1}{34{,}9104}(8{,}000 + 6{,}525) = +28{,}80$$

also mehr als das Doppelte!

10) Der Wert δ^I_{HH} ist identisch mit dem unter 3 berechneten δ^I_{aa}; nur wurde hier unter Anwendung des Reduktionssatzes gerechnet. Die Übereinstimmung beider Werte ist hinreichend.

Die Momentenfläche des statisch unbestimmten Hauptsystems:

$$M^{II}_{\alpha} = + \frac{1}{5,72} \cdot 1,856 + 0,0755 \cdot 3,150 = + 0,5625$$

$$M^{II}_{\beta_\alpha} = + \frac{1.356}{5,720} \cdot 1,856 - 0,0755 \cdot 3,320 - 1,000 = - 0,8100$$

$$M^{II}_{\beta_\gamma} = - 1; \quad M^{II}_{\beta_B} = M^{II}_{\beta_\alpha} - M^{II}_{\beta_\gamma} = + 0,1900$$

$$M^{II}_{\gamma} = - 1 + 2,4 \cdot 0,0755 = - 0,819$$

$$M^{II}_{\delta} = - 1 + 5,535 \cdot 0,0755 = - 0,5825$$

Die Berechnung der neuen Unbekannten:

$$\delta^{II}_{aa} = - 3,320 (- 1,62 + 0,5625) + 0,438 (1 + 0,819) + 4,075 \cdot 1,4015 = + 10,022$$

$$\delta^{II}_{0a} = 6,640 (- 0,810 + 0,5624) 62,5 - 0,68 (2,4570 + 2,9125) 166 = - 708,7$$

$$X_a = - \frac{708,7}{10,022} = - 70,60$$

Die Momente des unbestimmten Systems:

$M_{\alpha} = - 68,10 + 0,5625 \cdot 70,60 = - 28,40$	gegen	$- 28,05$	nach der Berechnung m. H. eingliedriger Elastizitätsgleichungen.
$M_{\beta_\alpha} = + 9,65 - 0,8100 \cdot 70,60 = - 47,55$	„	$- 47,85$	
$M_{\beta_B} = + 9,65 + 0,1900 \cdot 70,60 = + 23,05$	„	$+ 22,85$	
$M_{\beta_\gamma} = 0 - 70,60 = - 70,60$	„	$- 70,70$	
$M_{\gamma} = - 32,25 - 0,819 \cdot 70,60 = - 90,00$	„	$- 89,62$	
$M_{\delta} = + 91,50 - 0,5825 \cdot 70,60 = + 50,40$	„	$+ 50,90$	

Die gute Übereinstimmung der Endwerte zeigt die Brauchbarkeit des hier angewandten Rechnungsganges.

b) Berechnung des Systems 4.

Die Berechnung des statisch unbestimmten Hilfssystemes:

$$\delta^{I}_{cH} = + 1,358 \cdot 3,135 \cdot 13,470 = 57,300$$

$$H_c = + \frac{57,30}{288,33} = + 0,1985$$

Die M^{II}_c-Fläche des unbestimmten Hauptsystems:

$$M^{II}_{c\alpha} = - 0,1985 \cdot 3,150 = - 0,6260$$

$$M^{II}_{c\beta} = + 0,1985 \cdot 3,320 = + 0,6600$$

$$M^{II}_{c\beta_\gamma} = \ldots\ldots\ldots\ldots 0$$

$$M^{II}_{c\gamma} = - 2,4 \cdot 0,1985 = - 0,4770$$

$$M^{II}_{c\delta} = + 3,135 - 5,535 \cdot 0,1985 = + 2,037$$

Die Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen:

δ^{II}_{cc} infolge der Momente $M^{II}_c = 1,358 \cdot 3,135 \cdot 3,5970$

infolge der Zugbandspannung $= 0,1 \cdot \frac{0,0417}{0,003\,93} \cdot 8,15$

insgesamt $= 15,300 + 8,640 = + 23,94$

$$\delta^{II}_{ac} = 1,358 \cdot 3,135 (1,1650 + 0,8190) = - 8,445 \text{ [11])}$$

$$\delta^{II}_{0c} = 6,640 (- 0,6260 + 0,6600) 62,5 + 0,68 (- 1.431 + 10,185) 166,0 = + 1002,10$$

Die Elastizitätsgleichungen:

$$10,022 X_a - 8,445 X_c = - 708,70$$

$$- 8,445 X_a + 23,940 X_c = + 1002,10$$

liefern $X_a = - 50,40,$

und $X_c = + 24,10,$

in genauer Übereinstimmung mit der Berechuung nach dem allgemeinen Ansatz unter II, 5, wenn auch dort die Wirkung der Normalkräfte im Mittelriegel vernachlässigt wird.

SILOBAU UND MEHLMAGAZIN FÜR DIE MARGIT-DAMPFMÜHLEN A.-G. IN KALOCSA (UNGARN).

Von Dipl.-Ing. Willy Obrist, beratender und projektierender Ingenieur, Budapest.

Die zunehmende Bedeutung der Provinzmühlen hat die Notwendigkeit des Ausbaues dieser Anlagen mit sich gebracht, und so stellte auch die Direktion der Margit-Dampfmühlen A. G. ein ausgedehntes Investitionsprogramm auf, welches bis heute zum großen Teil bereits verwirklicht wurde. Von bautechnischem Interesse sind vor allem das 1923 erbaute Mehlmagazin und der Silobau, welcher jetzt vollendet wurde.

Abb. 1. Lageplan.

Die Disposition der Bauwerke am westlichen Ende des Mühlengrundstückes war durch die frühere Bebauung gegeben. Wie im Lageplan ersichtlich, kann das Getreide entweder mittels Schmalspurbahn von der Donau (ca. 6 km von der Stadt entfernt) oder per Fuhrwerk von der Bahnstation und den umliegenden Gütern angeliefert werden. Während durch die Annahmegosse zwischen Mehlmagazin und Silo das Getreide auf das Transportband und von da in den Elevator gelangt, kann am östlichen Kopfende des Silos das ankommende Getreide (Bauernware) auf zwei Dezimalwagen abgewogen werden und gelangt von den Gossen entweder auf den Elevator oder aber in die Vorratszellen im 1. Stock der Vorputzerei, wenn der Elevator mit Weizenannahme vom Gleise aus oder mit Umlagern beschäftigt ist.

Das auf den Elevator kommende Getreide wird hochgefördert und läuft automatisch durch die Vorputzerei, wird automatisch gewogen und gelangt in den zweiten Aufzug, welcher es mittels eines kurzen Transportbandes in das im Dachgeschoß angeordnete Verteilerrohr überträgt. Dieses Rohr wird vom Erdgeschoß aus gesteuert, und auf diese Weise kann das Getreide in irgendeine Zelle abgelassen werden. Die Zellen münden alle auf das Transportband im Keller, und mit diesem Kreislauf wird das Getreide gelüftet, ohne natürlich wieder holt durch die Putzmaschine zu gehen.

Vom Verteilertisch aus geht ein besonderes Rohr durch das Silodach zur Transportbrücke zwischen Mühle und Mehlmagazin und das in die Mühle bestimmte Getreide wird mittels einer Aufgabestation auf das untere Trum des Transportbandes und durch dieses in die Kopperei geführt.

Das Mehl wird im östlichen Flügel des Mühlengebäudes gefaßt, und die Säcke gelangen mittels einer Rutsche auf das Transportband und durch dieses in das Dachgeschoß des Me

---

[11]) Zur Prüfung der Genauigkeit der Zwischenrechnungen wurde ohne Anwendung des Reduktionssatzes unmittelbar aus dem M^{II}_a und M^{II}_c berechnet zu $\delta^{II}_{ac} = - 8,4370$, in guter Übereinstimmung mit dem oben berechneten (genaueren) Wert.

Abb. 2.

magazins. Dort werden die Mehlsäcke abgenommen und auf dem Boden aufgestapelt oder gelangen mittels der Wendelrutschen in die unteren Stockwerke, gegebenenfalls bis auf die Waggonets der Schmalspurbahn oder auf die Fuhrwerke.

Der Silo hat einen Fassungsraum von 250 Waggons Getreide, das Mehlmagazin einen solchen für 30 000 Sack, d. h. ebenfalls ca. 250 Waggons Mehl. Durch die eingebauten Transporteinrichtungen ist eine weitgehendste selbsttätige Manipulation und damit ein minimalster Bedarf an menschlicher Arbeit gesichert.

Nicht unerwähnt darf bleiben, daß das Mehlmagazin bis zur Fertigstellung des Silos teilweise als Bodenspeicher gedient hat. Der am nördlichen Giebelende eingebaute Elevator beförderte das Getreide auf das im Dachstock in der Längsachse durchgehende endlose Transportband. Ein Abwurfwagen führte das Getreide in die Fallrohre und diese je nach den Schieberstellungen auf die Schüttböden. Durch die Fallrohre konnte das Getreide in das Erdgeschoß und von dort durch die Öffnungen über dem Bandkanal auf das Transportband abgelassen werden. Wegen der horizontalen Böden war natürlich am Schlusse des Ablassens stets eine gewisse Schaufelarbeit nötig, das Mehlmagazin hat aber so bestens auch als Getreidespeicher gedient und wird wieder benützt werden, wenn etwa sehr nasses Getreide zur Einlagerung gelangen oder der Fassungsraum des Silos nicht genügen sollte.

Über die allgemeine bauliche Ausgestaltung und die Hauptabmessungen geben die Abbildungen den nötigen Aufschluß, so daß nachstehend nur noch einige Mitteilungen von besonderem Interesse gemacht werden sollen.

Der Silobau war ursprünglich nur mit drei Zellenreihen und ca 22 m hohen Zellen projektiert, da diese Ausführung bedeutend wirtschaftlicher ist als eine Anordnung mit mehreren aber niedrigeren Zellen. Bei der Ausführung der Erdarbeiten zeigte sich, daß der Baugrund für eine direkte Fundierung nicht genügend tragfähig war. Eine in der Baugrube durchgeführte Probebelastung mit einem 0,50 m² großen Fundamentblock aus Beton ergab, daß die Bodensenkung bis zu einer Belastung von ca 1,20 kg/cm² ziemlich proportional zur Last war,

Abb. 3. Graphikon der Pfahlbelastungsproben.

aber hierbei schon 2,4 cm betrug. Von hier an wuchs die Einsenkung rasch, und der Fundamentblock stellte sich bei ca 6 cm Einsenkung schief, so daß die Belastung nicht weiter geführt werden konnte. Jedenfalls zeigte dieses Resultat, daß ohne künstliche Fundierung nicht auszukommen ist, und es konnte infolge des Umstandes, daß der Baugrund auf große Tiefe aus feinem schlammigem Sand bestand, nur eine schwebende Pilotage in Frage kommen, welche mit Konuspfählen System Konrad ausgeführt wurde.

Überraschenderweise zeigten die gesamten Pfähle aber einen derartig geringen Rammwiderstand, daß auf der Fundamentfläche keinesfalls die zur Aufnahme der vorhandenen Lasten nötige Anzahl Pfähle untergebracht werden konnte. Somit blieb nichts anderes übrig, als durch Vermehrung der Silozellen und die Verminderung der Höhe derselben auf 17 m eine größere Fundamentfläche, d. h. eine kleinere spezifische Bodenbelastung zu schaffen.

Bei der plangemäßen Fläche von 420 m² ergibt sich eine gleichförmig angenommene Bodenpressung von 19 t/m², welche auch bei ungünstiger Belastung durch Winddruck und gefüllte äußerste Zellenreihe auf der Leeseite nicht überschritten wird. Die Bodenpressungen berechnen sich folgendermaßen:

Gewicht des leeren Silos 5500 t, Bodenpressung: $\sigma_0 = 13{,}0$ t/m²,
Gewicht des ganz gefüllten Silos 80000 t, Bodenpressung: $\sigma = 19{,}0$ t/m²,

bei Füllung von vier Randzellen mit 700 t und Wind von der unbelasteten Seite von 100 kg/m²:
gleichförmige Bodenpressung 15,0 t/m²,
Einfluß der Exzentrizität $\pm 4{,}0$ t/m²,
Kantenpressung: $\sigma_1 = 19{,}0$ t/m²,
$\sigma_2 = 11{,}0$ t/m².

Die Konuspfähle mit ca 3½ m Länge, oberem Durchmesser von 40 cm, unterem Durchmesser von 25 cm, wurden so dicht als möglich geschlagen, und es ergab sich entsprechend obiger Bodenpressung bei 600 Pfählen eine größte Pfahlbelastung von 13,3 t.

Da der Rammwiderstand auch für diese Belastungen noch als gering angesehen werden müßte, wurden Probebelastungen an einzelnen Pfählen durchgeführt. Diese ergaben das im Graphikon dargestellte Bild. Aus diesem Grunde kam über den Pfahlköpfen eine 70 cm starke Eisenbetonplatte mit ca 1½ m weiter äußerer Ausladung zur Ausführung, welche den Zweck hatte durch ihre Steifigkeit allfällige Ungleichheiten des Baugrundes resp. der Pilotage auszugleichen und außerdem den Boden auch zur direkten Übertragung der Lasten mit heranzuziehen. Durch diese Maßnahmen wurde alles mögliche getan, um gleichmäßige Setzungen zu sichern und diese in möglichst engen, d. h. praktisch nicht gefährlichen Grenzen zu halten. Wenn auch Pfahl Nr. 125 wegen wahrscheinlichen Bruchs des Pfahles ausgeschaltet wurde, ergab sich aus den Proben, daß die Pfähle allein nicht als genügend tragfähig erachtet werden konnten.

Bis heute konnte bei ungefülltem Silo, d. h. bei ca ²/₃ der Vollbelastung, eine gleichförmige Setzung von 50 mm beobachtet werden; es ist demnach zu erwarten, daß sich bei gefüllten Silozellen eine maximale und gleichmäßige Setzung des Bauwerkes von 6—8 cm zeigen wird, ein Maß, welches bei ähnlichen Ausführungen schon beobachtet worden ist.

Die Senkung des Probepfahles Nr. 488 mit Platte bei ca 9 t Pfahlbelastung ist mit ca 13 mm abzulesen, so daß die beobachtete Senkung ca 3 mal so groß ist. Die Ursache liegt zweifellos in dem Umstand, daß beim einzelnen Probepfahl die neben der Kopfplatte resp. neben dem Pfahl liegenden Bodenschichten einen bedeutenden Teil der Last aufnehmen und so die Senkung des Einzelpfahles (wie die Tatsache zeigt) bedeutend kleiner ist als die Senkung des ganzen gleichmäßig belasteten Pfahlsystems.

Der Silobau als solcher zeigt keine konstruktiven Besonderheiten. Die runden Zellen sind mit Rücksicht auf den Eisenbedarf außerordentlich wirtschaftlich, trotzdem diese Form gegenüber viereckigen Zellen einen Mehrbedarf an Wandfläche und dadurch an Beton und Schalung bedingt. Der nach oben dem Platzbedarf entsprechend zurückgesetzte Aufbau ist mit den im Eisenbetonbau heute schon alltäglichen Rahmenkonstruktionen leicht gelöst worden; es ergibt sich bei dieser Art ein gut belichteter und belüfteter Dachboden. Die Ummauerung der Zellen ist aus mühlentechnischen Gründen erfolgt, um das Getreide vor Frost zu schützen.

Abb. 4. Ansicht von der Strasse.

Die Architektur ist einfach, den konstruktiven Formen entsprechend, gehalten.

Das Mehlmagazin ist mit Rücksicht auf die Höhenlage der Verbindungsbrücke zwei Stock hoch projektiert worden und ist eine Erweiterungsmöglichkeit in der Längsrichtung gegeben. Die Umfassungsmauern bestehen aus Ziegelmauerwerk, Zwischendecken und Dachkonstruktion aus Eisenbeton, und zwar aus Pilzdecken auf fächerförmig ausgebreiteten Stützenköpfen. Die Zwischendecken sind für 1500 kg/m² Nutzlast dimensioniert

worden und mit Asphaltbelag versehen. Da die Eisenbetonplatten über das Mauerwerk durchgreifen, ist eine ziemlich vollkommene Einspannung der Auflager bewirkt worden und sind die Decken nach den nordamerikanischen Vorschriften berechnet worden. Die Armierung ist vierschnittig angeordnet, Ringe über den Stützenköpfen sind nicht eingebaut. Die Dachkonstruktion ist für eine totale Belastung von 1000 kg/m² berechnet und die Armierung der Endfelder ist wegen der freien Endauflager mit 20 vH verstärkt worden.

Die Abmessungen der Konstruktionen sind aus den Abbildungen ersichtlich. Die Stützen der beiden oberen Geschosse sind mit 36 cm ∅ des dem Achteck eingeschriebenen Kreises gleich dimensioniert und entsprechend den größeren Lasten im ersten Stock spiralarmiert. Dadurch konnten die Schalungen der Säulenköpfe zweimal verwendet werden, was wünschenswert ist, da die Schalung dieser Gebilde ziemliche Kosten verursacht. Die gewählte Säulenkopfausbildung ist aber ästhetisch wie auch konstruktiv gut und ist vom Verfasser wiederholt verwendet worden. Die Pilzdecken ergaben einen Eisenbedarf von 15,6 kg/m² für die Zwischendecken und 10,5 kg/m² für die Dachkonstruktion, bei 18 cm resp. 14 cm Plattenstärke, so daß die Decken mit Rücksicht auf die einfache Schalung jedenfalls als außerordentlich wirtschaftlich gelten können.

Die Fundierung des Magazins erfolgte auf Stampfbetonfundamente mit einer maximalen Bodenpressung von 2 kg/cm². Da das Gebäude direkt neben dem Silobau liegt, ist es auffallend, daß das Mehlmagazin keinerlei abnorme Setzungen aufweist. Diese Tatsache läßt sich nur so erklären, daß sich die Belastung an der Fundamentsohle sofort auf breitere und breitere Bodenschichten überträgt und sich so die Pressung

Abb. 5. Ansicht vom Weiher.

Abb. 6. Hofansicht.

reduziert. Auf die ganze Fläche des Mehlmagazins berechnet ergibt sich eine Bodenpressung von rd. 1 kg/cm², welcher Wert demnach auch für den Silo als zulässig hätte erachtet werden können, wenn die Ausbildung einer derart großen Eisenbetonplatte überhaupt möglich gewesen wäre.

Ein weiterer Umstand, der die Fundierung des Mehlmagazins günstig beeinflußte, kann auch darin zu suchen sein, daß die Fundamenete mit Ausnahme des Teiles neben dem Silo höher liegen und auf eine etwas tragfähigere Schicht des sandigen Untergrundes und über dem Grundwasser abgesetzt wurden.

Die Ausführung der Bauarbeiten erfolgte durch die Bauunternehmung N. Rella & Neffe A. G., Budapest, nach den Plänen und unter Leitung des Verfassers. Die maschinelle Einrichtung wurde durch die Erste ung. Landwirtschafts-Maschinenfabrik A. G., Budapest, projektiert und ausgeführt.

DYNAMISCHE EINWIRKUNGEN AUF BAUWERKE MIT BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG VON DAMPFTURBINENFUNDAMENTEN.

Von Dr.-Ing. J. Geiger, Augsburg.

In einem kürzlich im „Bauingenieur" veröffentlichten Aufsatz von Dr. Rausch werden die auf das Dampfturbinenfundament kommenden Kräfte, welche nicht zu den ruhenden Lasten (Eigengewicht, Kondensatorzug) gehören, in dynamische Kräfte und in Schwingungen zerlegt. Diese Einteilung halte ich im Interesse einer möglichst weitgehenden Klarheit nicht für glücklich. Unter dynamischen Kräften versteht man im Gegensatz zu statischen Kräften ganz allgemein solche, die sich mit der Zeit mehr oder weniger rasch ändern. Es gehören also zweifelsohne die die Schwingungen verursachenden Kräfte zu den dynamischen. Umgekehrt kann man sagen, daß die dynamischen Kräfte (das Kurzschlußmoment und die Fliehkräfte) auch Schwingungen verursachen. Ein Kurzschlußmoment ist nichts anderes als ein sogenannter Drehstoß; wird aber ganz allgemein ein Stoß auf einen Körper ausgeübt, so führt derselbe Schwingungen aus; nur in dem seltenen Ausnahmefalle sogenannter periodischer Dämpfung, der aber bei Dampfturbinenfundamenten nicht in Frage kommt, kehrt er ohne Pendelungen in eine Gleichgewichtslage zurück.

Wir betrachten zuerst den Einfluß von Fliehkräften:

Eine Fliehkraft stellt eine im Kreise rotierende Kraft dar. Um ihre Wirkung auf das Fundament zu verfolgen, zerlegen wir sie in eine Horizontal- und in eine Vertikalkomponente. Ist α der jeweilige Winkel zwischen der Richtung der Fliehkraft C und der durch die Wellenachse gelegten Horizontalebene, so ergibt sich die Horizontalkomponente zu $C \cos \alpha$ und die Vertikalkomponente zu $C \sin \alpha$. Beide Kräfte stellen also ganz reinrassige nach Form einer Sinuslinie wechselnde Kräfte dar und erzeugen demgemäß am Fundament ebenfalls Sinusschwingungen, eine in horizontaler und eine in vertikaler Richtung.

Für die Fliehkraft wird in dem obengenannten Aufsatz empfohlen, den zweifachen Wert $(2 \cdot \frac{1}{2} G)$ einzusetzen, da sie impulsartig wirke. Dieser Auffassung kann ich mich leider nicht anschließen. Wir wollen uns vergegenwärtigen, wie die Auffassung, die Stoßbelastung sei die zweifache der ruhenden, theoretisch zustande kommt. Man denke sich einen an beiden Enden unterstützten masselosen aber biegungselastischen Stab. Über demselben hänge in der Mitte an einem Tau ein Gewicht so, daß es ihn gerade berührt. Das Tau werde plötzlich gekappt. In diesem Falle ist die erste Durchbiegung, die der Stab erfährt, tatsächlich gerade doppelt so groß, als wenn das Gewicht im Ruhestand auf der Stabmitte liegen würde. (Nebenbei sei bemerkt, daß auch dieser Vorgang in Schwingungen sich abspielt und nach den Lehren der Schwingungstheorie behandelt werden sollte.) Sowie das Gewicht den Stab nicht gerade berührt, sondern z. B. aus irgendeiner Höhe herabfällt,

gilt aber die Schlußfolgerung mit der doppelten Stoßbelastung bei weitem nicht mehr. Ebenso trifft die Annahme einer doppelten Belastung nicht mehr zu für den in Rede stehenden Fall der Fliehkraft. In dem eben angeführten Falle eines an einem Tau hängenden Gewichtes wirkt die Kraft, d. h. das Gewicht, während der ganzen Dauer des Vorganges in gleicher Größe auf den Stab ein. (Von dem Sonderfall, daß das Aufwärtsschnellen des Stabes so rasch stattfindet, daß das Gewicht sich abhebt, soll hier ausdrücklich abgesehen werden; er kommt übrigens für Turbinenfundamente nicht in Frage.)

Im Gegensatz zu diesem Gewicht wirkt sowohl die Horizontalkomponente als auch die Vertikalkomponente der Fliehkraft in Form einer Sinuslinie, also nach einem ganz anderen Gesetz.

Ich will im folgenden an einem einfachen Fall kurz schildern, wie man bei einer genauen Berechnung der durch die Fliehkraft oder, allgemeiner gesagt, der durch eine sinusförmig wechselnde Kraft verursachten Beanspruchungen vorzugehen hat.

Wir denken uns einen masselosen, biegungselastischen, dem Geradliniengesetz gehorchenden Stab, der an einer Stelle eine Masse m_1 trägt, während an irgendeiner andern Stelle die harmonische Kraft P senkrecht zur Stabachse angreift (siehe Abb. 1). Wirkt P außerhalb der Masse m_1 auf den Stab ein, so sind die in diesem äußeren Stabteil auftretenden Beanspruchungen genau so zu rechnen, wie wenn die Kraft P eine ruhende wäre, da wir unserer Voraussetzung gemäß den Stab als masselos annehmen und also dynamische Wirkungen im äußeren Stabteil ausgeschlossen sind. Der Fall, daß die Kraft P zwischen der Masse m_1 und der Einspannstelle des Stabes angreift, interessiert uns nicht näher, da im Falle der Dampfturbinenfundamente die Fliehkraft außerhalb der Hauptmassen angreift. Den Fall des Kraftangriffs außerhalb der Masse m_1 können wir aber ohne weiteres auf den Fall eines mit dem Schwerpunkt der Masse m_1 zusammenfallenden Kraftangriffes zurückführen. Die außen wirkende Kraft P wird lediglich ersetzt durch eine unmittelbar an m_1 angreifende gleichgroße Kraft P und ein Moment P.l, wobei l der Abstand zwischen dem Kraftangriffspunkt und der Masse m_1 ist. Im folgenden behandeln wir zunächst nur die Wirkung einer in m_1 angreifenden sinusförmigen, mit der Zeit wechselnden Kraft P.

Abb. 1.

Wir wissen zunächst auf Grund der Erfahrung und der Lehren der Schwingungstheorie, daß unter dem Einfluß einer solchen harmonischen Kraft P die Masse m Schwingungen von genau der gleichen Frequenz (Schwingungszahl) und genau der gleichen Form, d. h. also ebenfalls Sinusschwingungen ausführt. Diese Schwingungen werden zwar durch die Luftreibung und die innere Reibung des Materials gedämpft, wir wissen aber, ebenfalls sowohl auf Grund der Erfahrung als auch der Theorie, daß der Einfluß der Dämpfung im allgemeinen bei erzwungenen Schwingungen gering ist und nur im Falle der Resonanz und in deren Nähe stark hervortritt. Der Einfachheit halber sehen wir also von einer Berücksichtigung der Dämpfungen ab. Wir wissen ferner aus Erfahrung und Theorie, daß die Pendelungen der erregenden Kraft P und der Masse m_1 genügend unterhalb der Resonanz phasengleich sind, d. h. die erregende Kraft und der Ausschlag der Masse m_1 erreichen im gleichen Moment ihren Höchstwert. Über der Resonanz gilt dies zwar auch, aber Ausschlag und erregende Kraft sind hier entgegengesetzt gerichtet.

Wir betrachten den Fall unter der Resonanz. In jedem Moment muß Gleichgewicht zwischen den an der Masse m_1 angreifenden Kräften, also der erregenden Kraft P, der Massenbeschleunigungs- oder Trägheitskraft T und der Biegungskraft B bestehen. Die Trägheitskraft ergibt sich für eine bestimmte minutliche Wechselzahl ν der Kraft P zu

$$T \sin \alpha = m \left(\frac{\nu \pi}{30}\right)^2 a \sin \alpha$$

wobei a der uns zunächst noch unbekannte größte Ausschlag der Masse m, gemessen aus der Ruhelage nach einer Seite hin, sei. Unter T verstehen wir die zu diesem Größtausschlag gehörende größte Massenkraft, während $T \sin \alpha$ die im jeweiligen Moment herrschende Massenkraft angibt. Unter Einsetzung der Schwingungswinkelgeschwindigkeit $\omega = \frac{\nu \pi}{30}$ erhalten wir:

$$T \sin \alpha = m\, \omega^2 a \sin \alpha.$$

Für den Fall eines einseitig eingespannten Stabes ergibt sich für eine gegebene Durchbiegung a die zugehörige Durchbiegung bekanntlich zu

$$B \sin \alpha = \frac{3 E \Theta}{l^3} a \sin \alpha$$

Hierbei ist Θ das Trägheitsmoment und l die Länge des Stabes.

Wir haben die Durchbiegung nicht wie üblich mit f, sondern absichtlich mit $a \sin \alpha$ bezeichnet, weil sie in unserm Falle mit dem Ausschlag $a \sin \alpha$ der Masse identisch ist. Wir erhalten also die Beziehung:

$$P \sin \alpha + m\, \omega^2 a \sin \alpha = \frac{3 E \Theta}{l^3} a \sin \alpha$$

oder

$$a = \frac{P}{\frac{3 E \Theta}{l^3} - m \cdot \omega^2}.$$

Für den Fall der Resonanz wird $\frac{3 E \Theta}{l^3} = m\, \omega^2$, d. h. $a = \infty$, für Schwingungszahlen, welche über der Eigenfrequenz liegen, wird $m\, \omega^2 > \frac{3 E \Theta}{l^3}$, d. h. a negativ.

Die Abhängigkeit des Ausschlages a von dem Verhältnis der jeweiligen Wechselkraft ν der Kraft P zur minutlichen Eigenfrequenz ν_e des mit der Masse m_1 behafteten Stabes ist aus Abb. 2 deutlich erkennbar.

Abb. 2.

Wir erkennen, daß bei einer Wechselzahl, die etwa 2 mal so hoch als die Eigenfrequenz des Stabes liegt, kaum mehr von einem nennenswerten Ausschlag der Masse m_1, folglich auch von keiner nennenswerten Biegungskraft B und, was die Hauptsache ist, von keiner besonderen Beanspruchung des Stabes mehr gesprochen werden kann. Unterhalb dieser Wechselzahl steigen aber die Ausschläge und damit die Stabbeanspruchungen sehr rasch an. Das Bild erscheint dann ganz besonders lehrreich, wenn wir bedenken, daß diese Ausschlagskurve auch unmittelbar die Abhängigkeit der Biegungsbeanspruchungen von der Schwingungszahl darstellt. Für den Fall, daß letztere gleich Null ist, d. h. für statische Belastung erhalten wir in Übereinstimmung mit der Statik einfach $a = \frac{P}{\frac{3 \Theta E}{l^3}}$. Wir sehen aus der Kurve, daß die übliche Stoßzahl 2 nur für 2 Punkte, aber nicht für einen größeren Schwingungszahlenbereich richtig ist. Über dem höher liegenden und unter dem tiefer liegenden der beiden Punkte sind die

auftretenden Beanspruchungen geringer als dem Doppelten der statischen Beanspruchung entspricht; dazwischen jedoch sind sie aber höher. Stellt man nun, wie ich es in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1922 und 1923 getan habe, die Forderung, daß man von der Eigenschwingungszahl um mindestens 30 vH entfernt bleiben müsse, dann wird man allerdings nie über das Doppelte der statischen Beanspruchung hinauskommen.

Die Ableitung der Ergebnisse für den Fall, daß an Stelle einer Biegungskraft B ein Biegungsmoment M_B tritt, ist grundsätzlich die gleiche; es ist lediglich an Stelle der Durchbiegung durch eine Kraft jene durch ein Moment zu setzen. Die Kurve der Ausschläge und der Beanspruchungen bleibt demnach ebenfalls die gleiche, es ist lediglich zu beachten, daß die Lage der Eigenfrequenz für diesen Fall eine etwas andere ist, weil die Biegungselastizität eines Stabes gegenüber einem Moment eine andere als jene gegenüber einer Kraft ist.

Auch für den Fall, daß wir keinen einfachen Stab haben, sondern wie bei Dampfturbinenfundamenten ein aus zwei oder mehr Stützen und einem oder mehr Querriegeln entsprechend zusammengesetztes System, ergeben sich keine grundsätzlichen Unterschiede. Es sind lediglich die Durchbiegungsformeln und schließlich die Lage der Eigenfrequenz anders. Ich erinnere hier an die von mir in Z. d. V. d. I. 1922 und 1293 abgeleiteten Formeln. Desgleichen entstehen keine weiteren Änderungen, wenn der Stab nicht einseitig eingespannt ist, sondern etwa an beiden Enden frei aufliegt oder wenn, wie es bei Turbinenfundamenten der Fall ist, das System beim Übergang beider Stützen in die Fundamentsohle fest eingespannt ist.

In dem für die Praxis vorerst kaum in Betracht kommenden Fall, daß man die Massen nicht in einem Punkte sich vereinigt denkt, sondern auf ihre Verteilung im elastischen Trägersystem Rücksicht nehmen will, sind endlich die Berechnungsverfahren zwar wesentlich verwickelter, die Endergebnisse aber, abgesehen von der Lage der Eigenfrequenz, dieselben.

Die ganzen Betrachtungen und die Ergebnisse bleiben endlich grundsätzlich die gleichen, einerlei, ob es sich um die Vertikalkomponente oder die Horizontalkomponente der Fliehkraft handelt.

Nachdem wir nun das Verhalten eines Fundamentes in bezug auf Fliehkräfte der rotierenden Teile betrachtet haben, möchte ich das Verhalten bei Kurzschlußmomenten oder, allgemeiner gesprochen, bei Stößen streifen. Für Stöße erfreut sich bekanntlich die Stoßziffer 2 oder, wie wir auch sagen könnten, ein Zuschlag von 100 vH zur statischen Kraft, recht großer Beliebtheit, es erscheint deshalb eine kurze Prüfung durchaus angebracht: Wir betrachten wieder einen beiderseits frei aufliegenden masselosen biegungselastischen Stab und gehen bei unserer Untersuchung von jener Lage L_0 aus, die der Stab im spannungslosen unbelasteten Zustand einnimmt. Für die weitere Behandlung wählen wir den Fall mit einem Gewicht, das aus irgendeiner Höhe herabfällt, da er den Vorzug größerer Anschaulichkeit besitzt. Der Fall ohne statische Schwerkrafteinwirkung, also z. B. bei Stößen in horizontaler Richtung, ergibt sich dann aus diesem von selbst durch Vernachlässigung der letzteren. Die Durchbiegung durch die statische Gewichtseinwirkung bezeichnen wir mit f; a sei die zusätzliche Durchbiegung. Fällt ein Gewicht auf den Stab, so wird der letztere unter dem Einfluß der Fallenergie des Gewichtes um den Betrag f + a so weit über die Lage L_0 hinausschwingen, bis die lebendige Energie aufgezehrt ist. Ist die zu einer bestimmten Durchbiegung f + a, gerechnet von der spannungslosen unbelasteten Ruhelage L_0, gehörende Kraft

$$P = \frac{48 E \Theta}{l^3} (f + a),$$

so ist von der Ruhelage L_0 aus bis zur Erzielung dieser Durchbiegung eine Formänderungsarbeit

$$\frac{(f+a) P}{2} = \frac{(f+a)^2}{2} \cdot \frac{48 E \Theta}{l^3}$$

geleistet. Für den Fall, daß das Gewicht aus irgendeiner Höhe h, gerechnet bis zur Oberkante des unbelasteten Stabes, herabfällt und daß f die Durchbiegung unter dem statischen Einfluß des Gewichtes ist, ergibt sich nun

$$G (h + f + a) = \frac{(f+a)^2}{2} \cdot \frac{48 E \Theta}{l^3}$$

Statt $\dfrac{G}{\frac{48 E \Theta}{l^3}}$ können wir auch f schreiben. Wir erhalten dann:

$$f (h + f + a) = \frac{(f+a)^2}{2}.$$

Für h = 0 ergibt sich:

$$f = \frac{f+a}{2} \quad \text{oder} \quad a = f,$$

d. h. aus der spannungslosen Ruhelage heraus eine vorübergehende Durchbiegung um 2 f oder eine Stoßziffer 2.

Im allgemeinen Fall erhalten wir dagegen:

$$2 f (h + f) - f^2 = 2 a f + a^2 - 2 a f$$

oder

$$f^2 + 2 f h = a^2$$

oder

$$a = \sqrt{f^2 + 2 f h}.$$

Hier ist also die zusätzliche Durchbiegung a stets größer als f, die Stoßziffer überschreitet also den Wert 2 und läßt sich im übrigen leicht berechnen. In der folgenden Tabelle ist für verschiedene Fallhöhen die zugehörige Stoßziffer angegeben.

Fallhöhe h	1 f	2 f	4 f	8 f
Stoßziffer	2,73	3,24	4,0	5,12

Falls es sich nicht um ein herabfallendes, sondern ein seitlich anschlagendes Gewicht handelt, ergibt sich deshalb ein wesentlich anderes Bild, weil wir hier nicht von einem konstanten Druck — wie bei dem herabfallenden Gewicht vom Moment der Berührung mit dem Stabe an — sprechen können. Übrigens wird das Bild auch bei dem herabfallenden Gewicht sofort wesentlich anders, sowie wir die Masse des Stabes und deren Verteilung auf die Stabachse berücksichtigen wollen. Die Lösung der Aufgabe ist dann nur schwingungstheoretisch möglich, aber sowie wir auf wirklich ausgeführte Bauwerke übergehen, bereits etwas verwickelt. In diesem Falle ist die unmittelbare Messung der auftretenden Beanspruchungen, am besten mit Hilfe des im Bauingenieur 1924 Seite 606 beschriebenen Verfahrens, das richtigste.

Auf alle Fälle sei aber erwähnt, daß die Stoßziffer 2 weder theoretisch noch auf Grund von Messungen irgendwelche allgemeine Gültigkeit beanspruchen kann. Es kann sich hier nur um einen handwerksmäßigen rohen Mittelwert handeln, der normalerweise sowohl über- als auch unterschritten wird.

ZUR BERECHNUNG DER FÖRDERGERÜSTE.

Von Dr.-Ing. Albert Fonó, Budapest.

Die Belastung des Fördergerüstes durch Seilzug wird allgemein, entsprechend den Angaben von Dr.-Ing. Bohny (eine Zuschrift in der Zeitschrift „Der Eisenbau" Jahrgang 1912, Seite 164) auf Grund der Annahme berechnet, daß beide Seile gleichzeitig reißen. Nach dieser Abhandlung wurde als Grund angenommen, daß die hinauffahrende Schale hängen bleibt und deren Aufhängeseil reißt. Während des momentanen Festhaltens der Fördermaschine wird das andere Seil durch die lebendige Kraft des herunterfahrenden Korbes zerrissen. Demnach ist also notwendig, um sicher zu rechnen, die Fördergerüste auf die Bruchlast der beiden Seile zu dimensionieren.

In Anbetracht dessen, daß eine derartige Berechnung oft zu überflüssig großen Dimensionen, also zu überflüssig schweren Fördergerüsten, anderseits durch Annahme einer jeweils symmetrischen Belastung zu unzulässigen Vernachlässigungen bei den Streben führt, soll nachstehend die tatsächlich auftretende größte Inanspruchnahme berechnet werden.

Wenn die hinauffahrende Schale hängen bleibt, dann wird das darüber befindliche Seil durch die weiterlaufende Maschine evtl. bis zur Bruchgrenze gespannt, wobei die elastische und bleibende Deformationsarbeit des Seiles teilweise durch die Antriebsmaschine und teilweise durch die Wucht der beweglichen Massen abgegeben wird. Die hinunterfahrende Schale wird nach Hinterlegung eines Bremsweges zum Stillstand gebracht, welche der Verlängerung des Seiles unter der vergrößerten Belastung entspricht.

Der Bremsweg wird sich zusammensetzen aus der gesamten Verlängerung des aufwärtsgehenden Seiles an der Bruchgrenze und aus der Verlängerung des abwärts gehenden Seiles bei der größten auftretenden Belastung.

In Anbetracht dessen, daß bei Förderseilen die Proportionalitätsgrenze nahe an der Bruchgrenze liegt, wird man in der Berechnung der Deformationsarbeit keinen großen Fehler begehen, wenn man die Seilspannung stets proportional mit der Längenveränderung und als Deformationsarbeit die Hälfte des Produktes der größten Längenveränderung und der größten Belastung annimmt.

Da die Spannung im hinunterfahrenden Seil im allgemeinen kleiner ist als im hinauffahrenden, welches laut Annahme reißt, ist der Bremsweg relativ am kürzesten und demzufolge die Seilspannung im hinunterfahrenden Strang relativ am größten, wenn die hinauffahrende Schale in der höchsten Lage hängen bleibt und Seilriß verursacht. Im Grenzfall würde die hinauffahrende Schale, ohne zu bremsen, mit voller Geschwindigkeit gegen einen Anstoß im Turm laufen. In diesem Fall wird eine ganze einfache Seillänge gleichmäßig elastisch verlängert. Diese Verlängerung ist der möglichst kürzeste Bremsweg. Dem entspricht die größte mögliche Spannung im hinunterfahrenden Strang.

Bei Förderseilen mit Kreuzschlag, welche nicht ganz neu sind und von einem Draht von 120—200 kg/mm² Bruchfestigkeit hergestellt sind, wird man an der Proportionalitätsgrenze mit meistens mindestens 2 vH und an der Bruchgrenze mit mindestens 3 vH Dehnung rechnen können.

Als Elastizitätsmodul des Seiles kann bei ganz weichen Konstruktionen von $E = 3000$, bei Normalkonstruktionen $E = 8000$ bis 10 000 und bei besonders harten Konstruktionen bis $E = 18000$ kg/mm² angenommen werden.

Die Wucht der mit „v" Geschwindigkeit hinunterfahrenden Massen: $\frac{G}{g}$ wird durch die jeweils auftretende Seilspannung entlang dem oben angedeuteten Bremswege abgebremst.

Der kürzeste Bremsweg „s" ist, wenn die größte Seilspannung „P" ist und der Querschnitt des Seiles „f", genügend annähernd:

$$s = \frac{P\,l}{f\,E} - \frac{G\,l}{f\,E}$$

wobei „l" die ganze einfache Seillänge bedeutet und die normale Belastung des Seiles „G" ist.

Es ist also:

$$\frac{G}{g} \cdot \frac{v^2}{2} = \left(\frac{P^2\,l}{f\,E} - \frac{G^2\,l}{f\,E}\right)\frac{1}{2}$$

Wenn σ_n die normale und σ die maximale Inanspruchnahme des Seiles bedeuten, dann ist:

$$G = f\,\sigma_n \quad \text{und} \quad P = f\,\sigma$$

hiervon:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_n^2 + \sigma_n \frac{v^2 E}{g\,l}}.$$

Aus dieser Gleichung kann die größte Spannung im hinunterfahrenden Seil berechnet werden.

Die normale Seilbelastung im hinunterfahrenden Strang ist kleiner als im hinauffahrenden, welcher durch die Seilfestigkeit und durch die Sicherheitsvorschriften gegeben ist. σ_n variiert zwischen 8 bis 20 kg/mm². E ist oben angegeben. Sein Wert wird meistens um 10 000 kg/mm² herum sein.

$\frac{v^2}{g\,l}$ kann auch abgeschätzt werden.

Allgemein wird v größere Werte haben bei größeren Werten von l, und da v^2 schneller wächst, werden die größten Werte von $\frac{v^2}{g\,l}$ bei den größten Werten von v sein.

Man kann schätzen, daß bei $l = 1000$ m, $v = 25$ m, also $\frac{v^2}{g\,l} = 0{,}0625$ die größten Werte sind, welche in der Praxis heute vorkommen. Hierbei dürfte E den Wert von 18 000 erreichen.

Im äußersten Falle ist also:

$$\sigma_{max} = \sqrt{\sigma_n^2 + \sigma_n \cdot 0{,}0625 \cdot 18\,000}$$

bei $\sigma_n = 20$ wäre $\sigma_{max} = 171$ kg/mm², hierbei dürfte die Bruchgrenze bei $k = 200$ kg liegen.

Allgemein wird man bedeutend kleinere Werte finden z. B. bei $\sigma_n = 10$; $v = 8$; $l = 300$; $E = 10\,000$; $k = 170$:

$$\sigma_{max} = 47{,}5.$$

Das Fördergerüst ist auf die Bruchlast eines Seiles und auf diese Belastung des zweiten zu dimensionieren.

Außer diesem Fall ist noch jener zu berücksichtigen, wobei ein Seil aus einem anderen Grund, z. B. als Folge eines Hängeseiles reißt, dann tritt in einem Seil Bruchlast, im anderen Normallast auf.

DAMPFTURBINENFUNDAMENTE.

Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin-Lichterfelde.

Meine Abhandlung über obiges Thema („Der Bauingenieur" 1924, S. 772) veranlaßt Herrn Dr. Geiger, die darin enthaltene dynamische Behandlung und die von mir angegebene Stoßziffer in seinem vorangehenden Aufsatz: „Dynamische Einwirkungen auf Bauwerke mit besonderer Berücksichtigung von Dampfturbinenfundamenten" einer Kritik zu unterziehen. Es sei mir gestattet, zu seinen Ausführungen folgendes zu bemerken:

Daß die dynamischen Kräfte bzw. die von ihnen hervorgerufenen Spannungen organisch mit den Schwingungen zusammenhängen, ist auch in meinem Aufsatz hervorgehoben worden. Die Spannungen mußten aber trotzdem getrennt von den Schwingungen behandelt werden, denn das Fundament ist zuerst gegen die darauf wirkenden Kräfte zu bemessen, und es kann dann erst die Schwingungsuntersuchung folgen. Diese Trennung erschien mir auch zulässig aus folgenden Gründen:

Wenn ein genügend großer Unterschied zwischen Tourenzahl und Eigenfrequenz eingehalten wird, dann trifft die periodisch mit der Tourenzahl wiederkehrende Kraft (Fliehkraft) das Fundament immer in einer anderen Phase seiner Eigenschwingung, so daß der durch den ersten Impuls hervorgerufene Schwingungsausschlag — der höchstens einer doppelten statischen Durchbiegung gleichkommt — durch die weiteren Impulse nicht vergrößert wird. Ich habe daher als dynamischen Faktor die Zahl 2 vorgeschlagen, daran jedoch die Bedingung geknüpft, daß ein genügend großer Unterschied zwischen Tourenzahl und Eigenfrequenz nachgewiesen wird. Der von Dr. Geiger vorgeschlagene Unterschied in Höhe von 30 vH erschien mir als ausreichend, denn es erfolgt hierbei ein sehr rascher Phasenwechsel, da auf 4 Touren etwa 3 Eigenschwingungen entfallen, oder umgekehrt. Auf der Abb. 1 sind z. B. für diesen Fall die Eigenschwingungswelle eines Fundamentpunktes (Ordinaten f) und die Wellenlinie der auf diesen Punkt sinusförmig einwirkenden Fliehkraft (Ordinaten F) als Funktion der Zeit (Abszisse) dargestellt. Es ist durchaus ersichtlich, daß nur der erste Impuls in der Richtung des Schwingungsausschlages wirkt; der nächste trifft den Punkt in der Nullage, der übernächste wirkt der Schwingung gerade entgegen, usw. Bei der Wiederholung des Impulses wird infolgedessen der Schwingungsausschlag eine Vergrößerung nicht erfahren, so daß der dynamische Faktor 2 ausreichen muß. Der hier geschilderte Gedankengang ist zwar etwas primitiv, seine Richtigkeit bestätigt aber Herr Dr. Geiger selbst mit folgenden Worten: bleibt man „von der Eigenschwingungszahl um mindestens 30% entfernt . . ., dann wird man allerdings nie über das Doppelte der statischen Beanspruchung hinauskommen". Man wird daher bei der Fundamentbemessung nicht fehlgehen, wenn man für die Fliehkraft den dynamischen Faktor 2 beibehält, immer vorausgesetzt, daß der erforderliche Unterschied zwischen Tourenzahl und Eigenfrequenz nachgewiesen wird. — Im übrigen begrüße ich die anschauliche Darlegung des Zusammenhanges zwischen dem Verhältnis der Tourenzahl zur Eigenfrequenz einerseits und den von der Fliehkraft hervorgerufenen Spannungen andererseits. Die Formel für die Durchbiegung ermöglicht u. U. eine Verringerung des dynamischen Faktors für die Fliehkraft in Fällen, wenn der Schwingungsunterschied erheblich größer ist als 30 vH. Wenn das Fundament einen kleineren Schwingungsunterschied aufweist, dann soll man m. E. nicht den dynamischen Faktor über die Zahl 2 hinaus vergrößern, sondern durch entsprechende Querschnittänderungen die Eigenschwingungszahl so beeinflussen, daß sich der Unterschied vergrößert.

Im zweiten Teil seiner Zuschrift behandelt Herr Dr. Geiger „das Verhalten bei Kurzschlußmomenten oder allgemeiner gesprochen bei Stößen". Seine Ausführungen über die vom herabfallenden Gewichte verursachten Spannungen sind sehr

Abb. 1.

lehrreich, das hat jedoch m. E. mit dem Kurzschlußmoment nichts zu tun. Diese Krafteinwirkung kann doch nur als plötzlich aufgebrachte ruhende Belastung aufgefaßt werden, hervorgerufen durch die plötzlich einsetzenden elektromagnetischen Kräfte; von einem Stoße kann doch keine Rede sein, da auch eine Berührung zweier Körper dabei nicht vorkommt. Die Kraftwirkung kann man sich an Hand der Abb. 2 vorstellen: durch plötzlich eingeleiteten Strom wird dort ein eiserner Stab vom feststehenden Elektromagneten angezogen. Das ist kein Stoß, sondern der typische Fall einer plötzlich aufgebrachten ruhenden Last, die bekanntlich die zweifachen statischen Spannungen verursacht.

Abb. 2.

Der dynamische Faktor 2 ist demnach m. E. bei der Fliehkraft sowohl wie beim Kurzschlußmoment richtig gewählt. Von weiteren dynamischen Kraftwirkungen an Turbinenfundamenten ist mir nichts bekannt, und auch die Ausführungen des Herrn Dr. Geiger enthalten diesbezüglich keine Angaben.

Zu meinem Aufsatz erhielt ich ferner von Herrn Prof. H. Kayser (Techn. Hochschule Darmstadt) folgende Zuschrift:

„Dieses Kapitel des Eisenbetonbaues ist bisher in der Literatur noch zu wenig behandelt worden, muß aber seiner wachsenden Bedeutung wegen zunehmendes Interesse erregen. Ihr Aufsatz erscheint mir daher schon ganz allgemein begrüßenswert, besonders aber auch deshalb, weil er eine klare Darstellung und Zusammenfassung der wirkenden Kräfte und Momente enthält und beachtenswerte Vorschläge hinsichtlich Dimensionierung der Turbofundamente bringt.

Was nun letzteren Punkt im besonderen anbetrifft, so kann ich Ihrem Vorschlage, die Bemessung der Fundamente, die bisher für 4- bis 5-, ja 6fache Maschinenlasten durchgeführt wurde, wesentlich zu ermäßigen, nur zustimmen; jedoch würde ich vorschlagen, den von Ihnen gewählten generellen Ansatz, als lotrechte Belastungen die doppelten Maschinengewichte einzuführen, zu modifizieren.

Direkt belastet werden die oberen horizontalen Balken bzw. Rahmenriegel; sie müssen daher unmittelbar die statischen Kräfte G (Eigengewicht) $+ 2$ F (dopp. Fliehkraft) $+ 2 \frac{M}{a}$ (dopp. Kurzschlußmoment : Hebelarm) aufnehmen, wobei F den Höchstwert $F = 0{,}75$ G, also $2\,F = 1{,}5$ G annehmen kann, so daß für diese Träger die unmittelbare Belastung mit 2,5fachen Lasten zu berücksichtigen wäre. Beachtet man ferner, daß gerade diese Träger in ihren Querschnittsmaßen stark unregelmäßig gestaltet sind, durch Bohrungen, Löcher und Einschnitte

geschwächt, mit Auskragungen versehen usw., so daß das wirksame Trägheitsmoment stark wechselnd ist und meist nur recht angenähert in die Rechnung eingesetzt werden kann, und beachtet ferner, daß eben diese Träger mechanisch und chemisch (Reibungen, Abschleifungen, Ölflecke usw.) noch besonderen Angriffen ausgesetzt sind, so wird man aus Sicherheitsgründen doch wohl empfehlen müssen, diese oberen wagerechten Träger in lotrechter Richtung mit rund dreifachen Maschinengewichten zu belasten.

Bei den diese Träger stützenden Säulen, die im allgemeinen auch viel gleichmäßigere Querschnitte aufweisen und die auch die Lasten nicht mehr ganz unmittelbar zu tragen haben, würde ich vorschlagen, mit den 2,5 fachen Maschinenlasten + Eigengewicht der oberen Träger und der Stützen selbst zu rechnen, während für die eigentliche Fundamentplatte außer den Eigengewichtslasten die doppelten Maschinenlasten genügen dürften.

In wagerechter Richtung genügt es, mit den 1,5 fachen Lasten zu rechnen."

Beachtenswert in den vorangehenden Ausführungen finde ich vor allem den Hinweis darauf, daß die sogenannte Tischplatte erhöhte Sicherheitsmaßregeln verlangt, da sie meistens durch Löcher geschwächt, am ehesten Angriffen ausgesetzt ist und von den Kräften unmittelbar getroffen wird. Dieser Ansicht kann ich nur beistimmen; da jedoch die Riegel mit den Stützen zusammen als einheitliche Rahmen berechnet werden, so wäre es zu umständlich, die Riegel für größere Kräfte zu berechnen als die Stützen desselben Rahmens, und es ist m. E. besser, für die Tischplatte die zulässigen Spannungen zu verringern. Statt $\sigma_b/\sigma_e = 40/1200$ könnte man z. B. $35/1000$ für die Tischplatte vorschreiben und dann dieselben Kräfte darauf wirken lassen, wie auf die Stützen.

Herr Prof. Kayser empfiehlt außerdem die Beibehaltung des Wertes 0,75 G für die Fliehkraft, also $2 \cdot 0{,}75\ G = 1{,}5\ G$ für deren statischen Gleichwert (statt $2 \cdot 0{,}5\ G = 1{,}0\ G$). Ich sehe jedoch dazu keine Veranlassung und verweise auf die Umstände, die ich zur Begründung einer nach unten erfolgten Abrundung in meinem ersten Aufsatz angeführt habe.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Herstellung der Rohrleitung für die Spavinaw-Anlage, U. S. A.

Die Spavinaw-Wasserversorgungsanlage der Stadt Tulsa, Okla, weist wohl die bisher längste Rohrleitung in Eisenbeton auf. Ihre Länge beträgt 85,3 km, bestehend aus 152,5 cm und 137 cm Dmr.-Rohr.

Zur Herstellung der einzelnen Rohrstücke wurde an Ort und Stelle eine provisorische Fabrikanlage errichtet. Da eine möglichst rasche Herstellung in wirtschaftlichem Interesse lag, wurde die Größe und Vielseitigkeit der Anlage in erster Linie darauf eingestellt, die Arbeit schnell zu bewältigen. Und der Betrieb arbeitete mit dem Erfolg, daß in 13½ Monaten die ganze Rohrlänge zum Verlegen bereitgestellt war; es wurden also durchschnittlich 2100 m Leitungsrohr in der Woche verfertigt, wobei in der gleichen Zeit auch die Errichtung der Fabrikationsanlage auf dem freien, an einer kleinen Bahnstation

Abb. 1.

der Frisco-Bahn liegenden Gelände mit einbegriffen ist. Diese Fabrikationsanlage umfaßte außer der eigentlichen Betongußanlage alles, was zur gebrauchsfertigen Herstellung der Rohre erforderlich war, als Grobschmiede, Werkstätten zum Schweißen und zum Galvanisieren, zur Herstellung der Bleifuttereinlage am Stoß; ferner eine Speisehalle für 300 Arbeiter, Schlafbuden, Wohnhäuser für die Bauleitung, Dampfkessel- und Belichtungs- wie auch Wasser- und Kanalisationsanlage. Gleichzeitig waren zwei Gußanlagen für die größere Rohrweite und zwei für die kleinere, von getrennten Abteilungen bedient, im Betrieb. Die gesamten Speicher konnten 8500 m Rohrlänge fassen, das gesamte Arbeitsfeld war mit einem Holzfußboden ausgekleidet.

Als Betonkies wurde 0,6—2,5 cm großer Kalksteinkies verwendet; die Betonmischung war 1:1¼:2, nur der Zementmörtel an der Stoßfuge war 1:1. Die Armierung bestand bei allen Rohren aus zwei Lagen: die innere wurde immer durch ein überlapptes und geflochtenes Drahtdreiecknetz gebildet, die äußere war entweder gleichartig oder bestand aus zu Ringen zusammengeschweißten runden Stahlstäben — je nach der Größe des von innen wirkenden Druckes. Bei kleinem Druck wurde die zulässige Spannung der Stahlarmierung mit 838 kg/cm² angenommen, bei dem unter großer Druckhöhe stehenden Rohrteil mit 697 kg/cm². Die Druckhöhen schwanken zwischen 6,1 und 41,2 m Wassersäule.

Auf Abb. 1 ist die Ausbildung der Stöße dargestellt. Die Nute ist mit einem 0,6 cm starken und 15,25 cm breiten Stahlreifen versehen. Der entsprechende Stahlreifen des Zapfens hat einen Spezialquerschnitt mit einer Höhlung an der Innenseite des Rohres, in welche ein Bleifutter mit Hanfstrick einkalfatert wird. Dieses Futter wird in Form eines fertigverlöteten Ringes eingebracht. Die Stahlreifen wurden vorher in der Werkstatt zugeschnitten, mit elektrischem Lichtbogen geschweißt, gereinigt und galvanisiert; diese Arbeit wurde so genau ausgeführt, daß bei dem 152,5 cm Dmr.-Rohr das Spiel bloß 1,6 mm war. Darauf wurden diese Flanschenringe durch 12 bis 14 Längseisen von 12,7 mm Dmr. verbunden.

Die Ringarmierung der Röhren wurde elektrisch geschweißt und in Biegevorrichtungen richtig geformt, die auch für die richtige Entfernung der einzelnen Ringe von einander sorgten. Die Schalung bestand aus zwei 4,6 mm starken Stahlzylindern, die beim Betonieren auf gußeisernen Fußringen ruhten. Um den noch frischen Beton nicht zu beschädigen, ließen sich die Stahlzylinder erweitern und verengen; sie wurden vor jedem Guß sorgfältig gereinigt und geölt, da der Rauhigkeitskoeffizient der Leitung möglichst niedrig gehalten werden mußte. Auf jeder Seite eines Krangleises, auf dem ein Gerüstkran verkehrte, lagen 36 Fußringe, auf welche die stählerne Schalung gesetzt wurde. Der Gerüstkran bewegte die Schalung und holte die Armierung und den Beton gleichzeitig für zwei Röhren (Abbildung 2). Einerseits reichte nämlich die Kranlaufbahn bis in das Biegefeld der Einlagen, anderseits bis zu den Zementbehältern, unter denen die Mischvorrichtungen lagen (auf der anderen Seite der Zementbehälter befanden sich die Lagerhallen für Kies und Sand). Auf die Schalungszylinder wurde die Stampfplattform gesetzt.

Abb. 2. Gerüstkran bei Transport der Innenschalungen.

Am Abend des dritten Tages nach dem Betonieren wurden die Rohre umgekippt, durch einen Dampfkran gehoben und nach Fortschlagen des gußeisernen Fußringes auf Rollen auf die Lagerbühne geschafft. Diese lag so hoch, daß die fertigen Röhren von hier aus auf normalspurige Wagen herabgerollt werden konnten, die auf der Spavinaw-Eisenbahn verkehrten und durch diese längs des ausgehobenen Grabens verteilt wurden. (Eng. News-Rec. 22. Mai 1924.)

Ludin.

Einfluß von Vibrationen, stoßweisen Erschütterungen und Druck auf frischen Beton.

Berichtet von Dipl.-Ing. A. Mehmel. Karlsruhe.

Unter diesem Titel veröffentlicht der bekannte amerikanische Forscher Duff A. Abrams in den Mitteilungen des Lewis-Institutes in Chicago vom September 1923 Untersuchungen über den Einfluß obengenannter Einwirkungen auf die späteren Festigkeiten von Beton mit verschiedenen Mischungsverhältnissen, Kornzusammensetzungen und Wasserzusätzen.

Die Probekörper waren Zylinder, etwa 30 cm hoch, Durchmesser etwa 15 cm. Wenn nichts anderes bemerkt, wurden die Körper nach der „standard hand-puddling method" hergestellt. Diese Methode besteht darin, den frischen Beton in 10 cm starken Schichten in die Form einzubringen und je mit 25 Schlägen mit einem Normenstampfer festzustampfen. Die Festigkeit dieser so hergestellten Probekörper wurde für Vergleichszwecke mit 100 bezeichnet. Es wurden eiserne Formen benutzt. Die Mischung geschah nach Raumteilen.

Abb. 1.

o—o Hergestellt nach der „standard Hand puddling method"
o - - o 20 Sek. lang stoßweisen Erschütterungen ausgesetzt.
Alter der Probekörper 28 Tage.

Abb. 2.

o—o Hergestellt nach der „standard Hand puddling method"
o----o 20 Sek. lang stoßweisen Erschütterungen ausgesetzt.
Alter der Probekörper 28 Tage.

Der Wassergehalt einer Betonmischung wird durch die „relative Konsistenz" und den „Wasserzementfaktor" bestimmt.

Obwohl diese Begriffe auch von vielen deutschen Betonfachleuten schon übernommen sind, seien sie kurz nochmals definiert:

Eine relative Konsistenz 1,00 (Normalkonsistenz) liegt dann vor, wenn ein frischer Betonkuchen von vorgeschriebener Form auf einem Rütteltisch einen „slump" von etwa 2 cm bei einer einmaligen bestimmten Erschütterung zeigt. Eine relative Konsistenz von 1,10 z. B. hat 10 vH mehr Wasser als die relative Konsistenz 1,00.

Wasserzementfaktor ist das Verhältnis von Wasser zu Zement.

Der Feinheitsmodul gibt ein Bild über die Korngrößen und ihren Anteil an dem Zuschlagmaterial. Er wird in der Weise bestimmt, daß das Material durch eine Anzahl von Sieben, den sogenannten „Tyler standard screen scale sieves", durchgesiebt wird. Jeweils die Gewichtsprozente der Rückstände auf den einzelnen Sieben werden addiert und die Summe durch 100 dividiert. Also je mehr grobe Zuschlagstoffe vorhanden sind, und je größer das maximale Korn ist, um so größer ist der Feinheitsmodul; je feiner ein Material ist, um so kleiner ist der Feinheitsmodul.

Die Vibrationen, denen die Betonkörper ausgesetzt wurden, wurden in der Weise erzeugt, daß ein kleiner Elektromotor mit einem exzentrisch gelagerten Schwungrad und einer Umdrehungszahl von 1000 Touren pro Minute mit seinem Gehäuse an die Zylinderform gehalten wurde. Die Dauer der Erschütterungen schwankte zwischen 5 Sekunden und $1\frac{1}{2}$ Minuten.

Die stoßweisen Erschütterungen erfolgten auf einem Rütteltisch, der auf eine bestimmte Fallhöhe eingestellt werden kann. Die Stöße folgten einander mit einer Geschwindigkeit von 100/min auf die Dauer von 20 Sekunden.

Die Vorbelastung der frischen Betonkörper erfolgte auf einer gewöhnlichen hydraulischen Presse, wobei ein genau eingepaßter Kolben, in die Zylinderform gedrückt wurde. Obwohl die Formen mit Paraffin gedichtet waren, trat doch bei der Belastung des frischen Betons Wasser aus.

Die angegebenen Werte sind jeweils Durchschnittswerte von 5 Versuchen.

Im Folgenden seien kurz die Versuchsresultate besprochen, wobei auf Wiedergabe der Tabellen verzichtet wird und nur zur besseren Veranschaulichung die wichtigeren gefundenen Beziehungen graphisch dargestellt werden.

1. Herstellung:

Die Festigkeit der Probekörper blieb unbeeinflußt, wenn die Zahl der Stampfschläge auf jede eingebrachte Schicht zwischen 12 und 50 variierte.

Wenn man die einzelnen Stampfschichten 15 cm statt 10 cm stark machte, so sank die Festigkeit um 12 vH.

2. Vibrationen:

Die Vibrationen hatten keinen oder nur geringen Einfluß auf die Festigkeit der vorher gestampften Probekörper. Dagegen erreichte man durch vibrierende Erschütterungen ohne besondere Nacharbeit eingefüllten (plastischen) Betons ähnliche Festigkeiten wie bei schichtweise bearbeitetem Material. Die Versuche haben also bestätigt, daß es durchaus angebracht ist, durch Erschütterungen der Schalungswände den eingefüllten Beton zu bearbeiten, sei es, daß es sich um Schalungsformen handelt, die dem Stampfen schlecht zugänglich sind (z. B. im Eisenbetonschiffbau), sei es, daß man nur einen innigen Verbund zwischen Beton und Eisen herstellen will.

3. Stoßweise Erschütterungen:

Bei den trockenen Mischungen fand durch die stoßweisen Erschütterungen eine Festigkeitszunahme, bei den nassen Mischungen eine Festigkeitsabnahme statt.

Diese Erscheinungen waren unabhängig vom Zementgehalt der Mischung. (Vgl. Abb. 1.)

Damit wird die günstige Wirkung der „rolling method" erklärt, die in Amerika vielfach bei Herstellung von Eisenbetondecken, Betonstraßendecken usw. angewendet wird, und die darin besteht, den frischen Beton leicht zu erschüttern und zusammenzudrücken und das austretende Wasser zu entfernen. Dadurch erhält man eine trockenere Mischung, deren Festigkeit durch Erschüttern gehoben wird. (Vgl. auch unten unter 4.)

Die Probekörper aus Beton mit feineren Zuschlagstoffen, also niedrigem Feinheitsmodul, erfuhren durch die Erschütterungen gegenüber ihrem Vergleichskörper eine Festigkeitszunahme; bei den Probekörpern aus Beton mit groben Zuschlagstoffen fand dagegen durch die Erschütterungen eine Festigkeitsabnahme statt. (Abb. 2.)

Je größer die Geschwindigkeit in der Aufeinanderfolge der Stöße, um so ausgeprägter wurden die oben beschriebenen Erscheinungen.

Anders verhielt sich der Beton, wenn die Erschütterungen erst in einem gewissen Alter auf ihn einwirken. Von einem Alter von 2—4 Stunden ab war statt Abnahme eher durchweg eine Zunahme der Festigkeit zu bemerken. (Der verwendete Zement entsprach den Normen, die die American Society for Testing Materials für Portlandzement aufgestellt hat.)

Abb. 3.

4. Vorbelastung des frischen Betons:

Die Druckfestigkeit von Beton wurde durch Vorbelastung unmittelbar nach dem Einbringen des Materials in die Form erhöht. Die Belastungsdauer wurde zwischen 15 Minuten und 15 Stunden variiert. Die Ergebnisse blieben innerhalb dieser Grenzen davon unberührt. Die Festigkeitserhöhung stieg mit der Belastung. (Abb. 3.)

Trotzdem die Formen gedichtet waren (vgl. oben), wurde doch Wasser herausgepreßt. Dieses herausgepreßte Wasser wurde sorgfältig gewogen und so die Abnahme des Wasserzementfaktors genau ermittelt. Es zeigte sich nun, wenn man die Druckfestigkeiten der so vorbehandelten Körper in Abhängigkeit von dem je nach der Höhe der Belastung mehr oder weniger erniedrigten Wasserzementfaktor betrachtete, daß sich eine ähnliche Kurve wie in Abb. 1 ergab. Daraus wurde der Schluß gezogen, daß die Zunahme der Festigkeit auf der Verminderung des Wasserzusatzes beruht. Versuche mit absolut dichten Formen liegen indessen nicht vor.

Betonstraßen in England.

Von H. Percy Boulnois,
ehem. Stadtingenieur von Liverpool und stellv. obersten technischen Aufsichtsbeamten der Kreisregierung.

(Roadmaker vom April u. Mai 1924, 13 S.)

Unter den berühmt gewordenen 23 Probestrecken der obersten staatlichen Straßenbaubehörde vom Jahre 1911 war noch keine Betonstraße, aber seit 1917 sind in verschiedenen Landesteilen Englands viele Betonstraßen gebaut worden und haben sich bewährt. Meinungsverschiedenheiten bestehen in England noch über die Notwendigkeit und den Umfang der Bewehrung von Betonstraßen. Der Verfasser tritt für die Bewehrung ein im Hinblick auf die mannigfaltigen Nebenspannungen durch Lastwechsel, Schwinden und Temperaturänderungen. Die Widerstandsfähigkeit von 15 cm starken bewehrten Betonstraßen hat sich etwas größer ergeben als von 22 cm starken unbewehrten Betonstraßen, sodaß bei einem Preise von 1,25 M für 1 cm Betonstärke und 2 M für die Bewehrung je auf 1 m^2 sich die Bewehrung schon durch die Ersparnis von 2 cm Beton reichlich bezahlt macht.

Ein lehrreiches Beispiel für diese Bauweise sind 11 km Betonstraßen im Kreise Tilbury, erbaut 1922/23 auf Lehmboden über Torfuntergrund. Auf den gewalzten Boden wurden 8 cm Schlacke profilgerecht eingewalzt, darauf kamen 12 cm Schotterbeton 1:4 und 4 cm Granitsplitterbeton 1:2 mit durchlaufender Bewehrung, 4 cm über der Betonunterfläche, ohne Trennungsfugen, jedoch mit einer Zusatzbewehrung, 4 cm unter der Betonoberfläche, in 90 cm Breite, die am Zusammenstoß der Tagesstrecken je halb in den fertigen und den neuen Beton eingreift. Risse haben sich nur zwischen gegenüberliegenden Sinkkästen und Schachtdeckeln gezeigt, wo Senkungen dieser Einbauten die Ursache sein werden. Sonst haben die neuen Betonstraßen dem Verkehr schwer beladener Motorlastwagen gut standgehalten.

Leitungen sind bei Betonstraßen zweckmäßig in besonderen Durchlässen durchzuführen. Doch haben Versuche vor einigen Jahren ergeben, daß die Durchschneidung einer bewehrten Betonstraße eine Kleinigkeit billiger war als diejenige einer unbewehrten. N.

Ein Dampfer rammt eine 55 m gespannte eiserne Fachwerkbrücke.

Eng. News-Rec. März 1924.

Eines Tages verlor ein 780 t Dampfer die Herrschaft über den Kurs, kam von der Fahrrichtung durch die geöffnete Klappbrücke ab und prallte sodann gegen eine 55 m Öffnung der South Pac. R. R. Die Brücke wurde etwa am zweiten Knotenpunkt getroffen und stürzte gänzlich von beiden Pfeilern herab. Während indessen das eine Brückenende noch auf dem alten Fangedamm um den Pfeilersockel aufruhte, ist das andere Ende 8½ m tief ins Wasser versunken. Nach dem Aufprall des Dampfers auf den Brückenträger fuhr sich der Dampfer mit der ihm noch innewohnenden lebendigen Kraft auf dem versunkenen Brückenende fest, wovon er hernach bei höchstem Stande der Flut abgeschleppt wurde.

Im übrigen ist weder der Dampfer selbst noch die Nachbaröffnung ernstlich beschädigt worden, so daß die Brücke bereits nach 8 Tagen in Dienst gestellt worden ist.

Interessant ist es, daß gegenüber dem Dampfergewicht von 780 t (es handelt sich um einen Holzdampfer) das Gewicht der abgestürzten Brücke rd. 220 t betrug. Dr.-Ing. David.

Selbstaufzeichnende Vorrichtung „Rossignol" für selbsttätige schnelle Prüfung des Gleiszustandes.

An Hand eines schwedischen Studienreiseberichtes über den Oberbau der französischen Nordbahn in Nr. 6 des „Bauingenieur" vom 25. März d. J. wurde eine sehr bemerkenswerte, an dieser Bahn seit Jahren im Gebrauch befindliche, selbstaufzeichnende Vorrichtung „Rossignol" für selbsttätige schnelle Prüfung des Gleiszustandes kurz erwähnt. An Hand einer sehr eingehenden Beschreibung der Vorrichtung wie auch ihrer Anwendung, die die russische Technika i Ekonomika 1924 Nr. 5, bringt, können wir noch einiges sehr Wichtiges beifügen. Man scheint sich auch an Ort und Stelle darüber klar zu sein, daß an dem Wagenlaufe, wie er durch die Vorrichtung selbsttätig abgezeichnet wird, der Gleiszustand nur angenähert zu erkennen ist. Es wird dies vor allem darauf zurückgeführt, daß infolge des Spieles zwischen den Radreifen und den Schienen die Vorrichtung nicht auf alle Mängel der Fahrbahn anspricht. Viel maßgebender als das Spiel zwischen den Radreifen und den Schienen dürfte aber das Spiel der Wagenfedern sein, das in hohem Grade in der Lage ist, die Wir[…]kungen der Unregelmäßigkeiten der Fahrbahn auf die Vorrichtun[g] verzerrt zu übertragen. Hierüber scheint man aber an Ort und Stell[e] leicht hinwegzugehen, ohne daß dem Bericht entnommen werden kann daß tatsächliche Erfahrungen der Ausübung über dieses wesentlich[e] Bedenken hinwegführen. Erwähnt findet sich, daß der Einfluß de[r] Wagenfedern bei den verschiedenen Zuggeschwindigkeiten in de[n] lotrechten Stoßdrücken sich wenig äußere, während dagegen di[e] Seitenschwingungen bei größeren Zuggeschwindigkeiten schne[ll] wachsen. Man muß daher die Beobachtungen immer auf eine Regel[…]geschwindigkeit umrechnen. Es geschieht dies unter Anwendun[g] bekannter, in der Ausübung bewährter Wertziffern.

Um die Unregelmäßigkeiten des Wagens möglichst auszuschalten erfolgen die Beobachtungen mittels des Rossignol immer von ein un[d] denselben Wagen aus, den die französische Nordbahn eigens zu diese[m] Zwecke gebaut hat. Der Wagen muß immer ganz in Ordnung sei[n] und am Schlusse des Zuges hinter einem andern, ebenfalls bestimmte[n] Güter- oder Personenwagen angekuppelt sein. Dieser muß seinerseit[s] sowohl mit dem Prüfungswagen als auch mit dem übrigen Zug völli[g] unabhängig verbunden und völlig in Ordnung sein, da er die Be[…]stimmung hat, den Einfluß des übrigen Zuges auf den Prüfungswage[n] zu mindern. Man verwendet die Vorrichtung in gewöhnlichen Züge[n] bei allen beliebigen Geschwindigkeiten und rechnet, wie gesagt, a[uf] eine Regelgeschwindigkeit um. Andernfalls würde man Sonderzüg[e] brauchen, was die Sache ungemein verteuern würde. Der Beobachtung[s]wagen ist zweiachsig und hat einen großen Mittelraum, in dessen Mitt[e] auf einem sehr massigen und am Boden kräftig befestigten Tisch d[ie] Vorrichtung Rossignol aufgestellt ist. In die Außenwände dies[es] Mittelraumes sind zwei vorspringende Fenster eingebaut, von dene[n] aus man die Strecke und deren Umgebung beobachten kann. E[in] rückwärtiger Aussichtsraum des Wagens ist vom Mittelraum dur[ch] einen Glasverschlag getrennt, so daß man vom Mittelraum auch na[ch] rückwärts die Strecke übersehen kann.

Die Notwendigkeit der Unterbringung von allerlei Bequemlic[h]keiten (Waschraum, Sitze usw.) erlaubte nicht, den Wagen ga[nz] symmetrisch zu bauen und man muß den Wagen also beim Rückla[uf] drehen. Im übrigen hat aber die Laufrichtung des Wagens auf d[ie] Aufzeichnungen der Vorrichtung keinerlei Einfluß. Es verschlechte[rt] sich beim Rücklauf eben nur der Rückblick auf die Strecke. Der Wag[en] hat großen Achsstand (5,70 m) und läuft bei allen Geschwindigkeite[n], die bis auf 120 km/st und darüber gehen, gut. Die Radreifen sind walze[n]förmig abgedreht.

Die Vorrichtung zeichnet die wagerechten Bewegungen und zw[ar] getrennt, die von rechts nach links und die von links nach rech[ts] und die lotrechten Bewegungen auch hier wieder getrennt, die von ob[en] nach unten und die von unten nach oben, in 4 Schaulinien auf. D[ie] Aufzeichnung der Seitenstöße erfolgt mittels zweier besonderer Pend[el]. Im allgemeinen kehren Pendel, die sich um irgend eine Achse bewegen, [in] den Ruhestand erst nach einer Reihe von Schwingungen zurück, u[nd] es ist daher schwer zu erreichen, daß sich bei ihnen nicht auch d[er] Einfluß folgender Stöße äußert, besonders wenn diese schnell a[uf]einander folgen. Man hat daher die Pendel so eingerichtet, daß ihn[en] die Ablenkung nur nach einer Seite erlaubt ist, d. h. auf die Hälfte d[er] Amplitude ihrer Schwingungen, so daß überflüssige Schwingung[en] ausgeschlossen sind. Man hat also an Stelle eines einzigen Pend[els] deren zwei eingebaut, von denen das eine nur auf die Stöße von lin[ks] nach rechts, das andere nur auf die von rechts nach links anspric[ht]. Damit diese Pendel keine zu großen Ausschläge machen und schnel[l] in den Ruhezustand zurückkehren, sind sie mit besonderen einst[ell]baren Federn versehen. Inwieweit bei allen diesen Hemmungen u[nd] Regulierungen die Wahrheit der Darstellung noch gewahrt blei[bt], ist dem Bericht nicht zu entnehmen. Man scheint sich lediglich m[it] der Erfahrung der Ausübung zu begnügen und zu beruhigen.

Die Aufzeichnung lotrechter Stöße geht vom gleichen Gru[nd]gedanken aus, indem man 2 wagerechte Pendel, Pedometer, v[er]wendet, die um wagerechte Achsen schwingen und hierbei ebenf[alls] Widerständen zur Vernichtung der Schwingungsamplituden begegn[en]. An diesen Pedometern sind ebenfalls Federn zur Regulierung ih[rer] Schwingungen befestigt. Diese Federn heben beim Ruhezusta[nd] der Pedometer den Einfluß der Schwere der letzteren auf und brin[gen] die Pedometer in ihre anfängliche Lage zurück, sobald sie nur du[rch] irgend einen lotrechten Stoß aus dieser Lage entfernt werden.

Alle Schwingungen der Pendel und Pedometer werden auf ein[en] Papierstreifen aufgezeichnet, der sich gleichmäßig, mittels eines U[hr]mechanismus sich abwickelnd, bewegt. Auf diesem Streifen wer[den] außer der graphischen Aufzeichnung der Pendel- und Pedome[ter]bewegung besondere Zeichen bei Vorbeifahrt an Kilometerstei[nen] und anderen Punkten, die für die Beobachtungen von Belang s[ind] (Überfahrten usw.), gemacht und zwar durch eine besondere Schr[eib]vorrichtung, die mittels einer Kautschukbirne durch die Hand [des] Beobachters ausgelöst wird. Mittels dieser Schreibvorrichtung k[ann] an Hand der Kilometerzeichen die Geschwindigkeit der Zugbeweg[ung] festgestellt werden, wie auch die genaue Lage der einzelnen Gl[eis]unregelmäßigkeiten.

Man ist sich, wie gesagt, darüber klar, daß der Versuchswa[gen] infolge des Spieles zwischen den Radreifen und den Schienen n[icht] auf alle Fehlerstellen des Gleises anspricht. Es wird zugegeben, [daß] einige Mängel in der Lage des Gleises, soweit sie nicht sehr spür[…]

sind, der Aufzeichnung auf dem Streifen entgehen, man scheint sich aber in der Ausübung tatsächlich dabei zu beruhigen, daß alle mehr oder weniger bedeutenden Fehlerstellen auf dem Streifen zum Vorschein kommen und daß die Bahnunterhaltungsorgane immer die aufgezeichneten Unregelmäßigkeiten an den von der Vorrichtung angezeigten Stellen finden.

Da die Verschiedenheiten der Geschwindigkeit sich in den Ablesungen der Vorrichtung äußern, so müssen die Schwingungsaufzeichnungen der Pendel und der Pedometer auf eine bekannte Grundgeschwindigkeit zurückgeführt werden, um unter sich vergleichbar zu sein.

In den geraden Gleisstrecken geschieht dies folgendermaßen: Nach einigen Fahrten, die mit verschiedenen Geschwindigkeiten in kurzen Zeitzwischenräumen (innerhalb 1 oder 2 Tagen) auf ein und derselben geraden Gleisstrecke, deren Zustand und Eigenschaften schon bekannt sind, zurückgelegt werden, müssen als Abgeleitete dieser Geschwindigkeiten die zulässigen Grenzschwingungen der Pendel und Pedometer auf den Streifenaufzeichnungen bestimmt werden. Nach einem Vergleichsmaßstabe, der durch solche Versuche gewonnen wurde, muß man auf den Schaubildern Zusatzlinien ziehen, die die zulässigen Grenzabweichungen der Pendel und Pedometer bei verschiedenen Geschwindigkeiten bezeichnen. An solchen Punkten der Strecke wie Weichen, Kreuzungen u. a., wo unter allen Umständen die Spurweite und Gleislage von der für das übrige Gleis gültigen Regel abweicht, muß man die zulässige Abweichungsgrenze anderthalb mal größer annehmen als in Geraden des gewöhnlichen Gleises bei denselben Geschwindigkeiten.

Die Zurückführung der Seitenschwingungen, die man in gekrümmten Gleisstrecken erhält, ist verwickelter. Hier hat die Geschwindigkeit nicht nur Einfluß auf die Vergrößerung der Stoßdrücke, sondern verzerrt weiterhin die Aufzeichnungen der Vorrichtung selbst. Es ist gewöhnlich nicht möglich, mit Hilfe irgendeiner Formel den hieraus auftretenden Fehler zu verbessern, aber nichtsdestoweniger ist es möglich, an seine genügende Einschätzung heranzugehen, indem man von der bezüglichen Schwingung beider Pendel ausgeht. Wenn ihre Schwingungen gleich erscheinen, so darf angenommen werden, daß der Einfluß der Gleisneigung durch die Fliehkraft aufgewogen wird und dann können die Ergebnisse so angesehen werden, als wenn es sich um eine Gerade handeln würde. Wenn dagegen die Schwingungen beim Vergleich nach der einen Seite bedeutender erscheinen, als nach der anderen, so muß man schließen, daß sie entweder durch die Gleisquerneigung oder die Fliehkraft vergrößert sind und diesen Umstand bei der Bestimmung der Ergebnisse in bekanntem Maße in Rechnung ziehen.

Die Einrichtung der Beobachtungen und die Benachrichtigung der Bahnunterhaltungsorgane geht folgendermaßen vor sich. Alle Strecken, auf denen Schnellzüge verkehren, werden zu Beginn des Frühlings geprüft. Alle Schaubilder, die bei diesen der Gleiserhaltung dienenden Erhebungsfahrten erhalten werden, werden in einem besonderen Bureau im Zentralkontor in Paris mit früheren verglichen und den äußeren Dienststellen (Gleiserhaltungsstellen) zugesandt, wobei deren Aufmerksamkeit auf schlechte Gleisstellen gelenkt wird. Diese Zusammenstellungen in Verbindung mit persönlichen Wahrnehmungen lenken die Aufmerksamkeit dieser örtlichen Organe vor allem auf die Punkte, an denen es am meisten fehlt. Die Schaubilder gehen dann an die Zentralstelle mit Aufklärungen über jede einzelne Fehlerstelle und die zur Ausbesserung getroffenen Maßnahmen zurück. Unabhängig von diesen in jedem Frühjahr ausgeführten Fahrten werden solche auch während des übrigen Jahres vorgenommen, wenn auf irgendwelchen Teilstrecken ein unruhiger Gang der Züge auftritt. Solche Fahrten können unangemeldet erfolgen und gestatten eine genügend genaue Untersuchung der Strecke zu jeder Jahreszeit. Es ist das wichtig in bezug auf die Beobachtung besonders schlechter Gleispunkte und weil dies der Erforschung des Streckenzustandes und der Ausarbeitung sachgemäßer Verfahren für seine Instandsetzung dient. Dies wurde auch auf den Strecken der französischen Nordbahn, die die ganze Zeit sich der Rossignolvorrichtung bediente, wiederkehrend erreicht.

Wie schon in einer Fußnote des Berichtes über den Oberbau der französischen Nordbahn in Nr. 6 angedeutet, wird man den Schaubildern dieser im Wagen aufgestellten Vorrichtungen zweifelnd gegenüberstehen müssen, selbst wenn die Vorrichtung selbst so ist, daß sie alle ihr übermittelten Stöße wahrheitsgetreu aufzeichnet. Aus der obigen genauen Beschreibung möchten darüber hinaus noch Zweifel auftauchen können, ob die an den Pendeln und Pedometern zur Beruhigung der Schwingungen angebrachten Federregulierungen die Wahrheit der ganzen selbsttätig zeichnerischen Darstellung unberührt lassen. Allein die Erfahrungstatsache, daß die Vorrichtung auf schlechte Gleisstellen im allgemeinen anspricht, ist doch eigentlich noch recht wenig und rechtfertigt an sich noch nicht die Anwendung einer so großen Zurichtung mit zwei Wagen, besonderem Bureau usw. Das ausschlaggebende Urteil über den inneren Wert der Einrichtung wird immerhin der ausübenden Erfahrung zukommen, Dr. Saller.

Deutsche Tankbautechnik.

Eine führende Hamburger Ölimportfirma benötigte infolge großzügigen Einkaufs in den Rohöl erzeugenden Überseeländern außer dem ihr bereits zur Verfügung stehenden Tankraume weitere Öltanks zur Löschung der nach Kaufabschluß die Seereise antretenden und im Hamburger Petroleumhafen zu erwartenden Tankdampfer; bei Auftragerteilung war an den Reisedispositionen der Dampfer selbst nichts mehr zu ändern und deren Ankunft in Hamburg zeitlich festgelegt. Der Vertragsabschluß über die rechtzeitige Herstellung eines Gesamttankraumes von 12 600 m³ erfolgte Anfang August vorigen Jahres; der ausführenden Firma wurde dabei zur Bedingung gemacht, bis zum Eintreffen des ersten Tankschiffes Mitte Oktober einen Rauminhalt von 8100 m³ — und zwar 2 Tanks zu je 3300 m³ und einen Tank zu 1500 m³ — zur Verfügung zu stellen. Der Rest von 4500 m³ Inhalt sollte bei Ankunft des zweiten Dampfers, aufgeteilt in 3 Tanks zu je 1500 m³, etwa Mitte Dezember vorigen Jahres in Benutzung genommen werden können.

Bei den beiden großen Behältern von 20 m Dmr. und je 3300 m³ Fassungsvermögen mußten insgesamt 60 000 Niete bis zu 23 mm Dmr. geschlagen, 76 000 Nietköpfe und über 2,5 km Blechnaht dicht gestemmt werden; für die 4 kleineren Tanks von 13,5 Dmr. und 1500 m³ Fassungsvermögen waren zusammen 80 000 Niete bis zu 23 mm Dmr. zu schlagen, 120 000 Niete und rd. 4 km Blechnaht dicht zu stemmen.

Acht Tage nach Auftragerteilung wurde bereits das gesamte Material von der Lauchhammer-Rheinmetall A.-G. bei den Walzwerken Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. zum Abwalzen aufgegeben und knapp drei Wochen nach Auftragsdatum konnte mit der Montage begonnen werden. Da die Baustelle auch im weiteren Verlaufe der Ausführung pünktlich beliefert wurde, konnte der erste Teil des geforderten Tankraumes von 8100 m³ noch einige Tage vor dem vereinbarten Termin fertig übergeben werden. Die obenstehende Abbildung zeigt die Baustelle nach Vollendung dieses ersten Bauabschnittes. Die Montage der restlichen Behälter wickelte sich ebenso reibungslos und planmäßig ab, so daß am 10. Dezember vorigen Jahres die gesamte Anlage auftragsgemäß fertiggestellt war. Die wohlüberlegte Arbeitseinteilung in der Zusammenarbeit von Projekt- und Verkaufsabteilung, besonders aber von Materialerzeugung, Verarbeitung und Montage, ermöglichte die Einhaltung der kurzfristigen Termine, die gleichzeitig eine bemerkenswerte Leistung auf diesem Gebiete darstellt.

Unfälle.

Zu der in Heft 2 dieses Jahrganges veröffentlichten Beschreibung eines Unfalles bei der Aufstellung einer Straßenunterführung bei Frankfurt a. M. sei mitgeteilt:

Wir konnten uns überzeugen, daß die Aufstellungsarbeiten nicht von dem Unternehmer selbst, sondern von einem Monteur gesetzten Alters geleitet wurden. Der Unternehmer war nur zufällig auf der Baustelle anwesend und ist wenige Minuten vor dem Unfall erst dort eingetroffen. Die Baufirma konnte dem Monteur die Ausführung der Arbeiten guten Gewissens anvertrauen, da derselbe in mehrjähriger Montagepraxis bereits weitaus größere und schwierigere Montagen erfolgreich und ohne Unfälle durchgeführt hat, und die Werksleitung bezüglich der Anweisung des Monteurs sowie der Ausstattung der Baustelle mit Montage-Gerätschaften alles Erforderliche vorgesehen hatte.

Seitens des Unternehmers wie auch seitens des Monteurs wird bestritten, daß die Holzstreben auf einer Seite entfernt waren. Die in der früheren Mitteilung aus dem Fehlen der Holzstreben gezogenen Schlüsse haben danach keinerlei Berechtigung.

Schließlich sei noch mitgeteilt, daß es sich bei der ausführenden Baufirma keineswegs um ein Unternehmen handelt, welches als Eisenbaufirma nicht bekannt ist. Wir konnten uns an Hand vorgelegter Auskünfte vielmehr überzeugen, daß die Firma seit 28 Jahren besteht und auf dem Gebiete des Eisenbaues schon ansehnliche Leistungen im In- und Auslande, ohne jegliche nachteilige Vorkommnisse, vollbracht hat, so auch Bauwerke gleicher Art und solche von mehrfach größeren Abmessungen. Die Schriftleitung.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Das Baugewerbe in der deutschen Wirtschaft.

In großen Reden haben sich drei Reichsminister im Berichtszeitraum über den Stand der deutschen Wirtschaft und über die Mittel zu ihrer Besserung ausgesprochen, der Reichswirtschaftsminister Dr. Neuhaus am 15. 4. vor dem Haushaltausschuß des Reichstags, der Reichsaußenminister Dr. Stresemann am 16. 4. im Hamburger Überseeklub, der Reichskanzler Dr. Luther am 29. 4. vor dem Industrie- und Handelstag. Alle Reden kreisen in ihrem wirtschaftlichen Teil um die Frage, wie der deutschen Wirtschaft die Verbilligung ihres Produktionsapparates und damit gesteigerte Ausfuhrmöglichkeit gegeben werden könne.

Die Handelsbilanz für März weist zwar eine erfreuliche Besserung auf, die Passivität hat sich von Januar mit 585 Millionen über den Februar mit 442 Millionen auf März mit 328 Millionen (alle Zahlen ohne Gold und Silber) gebessert, nicht nur durch einen Rückgang der Einfuhr um 34 Millionen, sondern vor allem durch eine Steigerung der Ausfuhr um 79 Millionen. Erfreulicherweise ist dabei die Einfuhr von Lebensmitteln und Getränken (23) zurückgegangen, während sich die Einfuhr von Fertigwaren noch um 1 Million gehoben hat, die Einfuhr von Rohstoffen und halbfertigen Waren ist um 13 Millionen zurückgegangen. Die Ausfuhrsteigerung umfaßt Fertigwaren (53), Rohstoffe und halbfertige Waren (23), Lebensmittel und Getränke (3). Das Nachlassen der ausländischen Kredite spiegelt sich bereits in der Handelsbilanz. Wir haben eine Besserung, aber wir brauchen mehr, wir brauchen die Gesundung, die Aktivierung der Handelsbilanz. Hauptvorbedingung dafür ist Verbilligung der Produktion.

Diese Verbilligung ist zu erreichen durch Steigerung der Leistungsintensität und durch Herabminderung der Selbstkosten und Unkosten im weitesten Sinne. Besprechen wir diese Fragen im besonderen auf Grund der Verhältnisse des Baugewerbes, da ja die gleichen Verhältnisse mit geringen Unterschieden in der gesamten Wirtschaft herrschen, — zum großen Teil als Erbschaft der Inflationszeit!

Die Steigerung der Leistungsintensität fordert Besserstellung des gelernten Arbeiters gegenüber dem halb- und ungelernten Arbeiter, den Anreiz für den Nachwuchs, das Opfer der Lehrzeit zu bringen, um das Erlernen des Berufs zu erreichen. Der Facharbeitermangel ist eine Frage tiefgehender Bedeutung im Baugewerbe, es ist nicht zu bestreiten, daß uns genügend Facharbeiter nicht mehr zur Verfügung stehen, obwohl bei weitem nicht von einer nur einigermaßen friedensmäßigen Beschäftigung des deutschen Baugewerbes gesprochen werden kann. Hier muß rasch durch die Zulassung ausländischer Facharbeiter, auf lange Sicht aber durch die Heranbildung des Nachwuchses für Abhilfe gesorgt werden. Die Akkordarbeit nimmt an Umfang wieder zu, die Erfahrungen, die damit gemacht werden, sind gut, die Leistungen sind bei Akkord wesentlich gestiegen, wodurch gleichzeitig billigere Preise und Erleichterung des Facharbeitermangels erreicht werden. Schließlich werden auch im Baugewerbe die Fragen der Verwendung zweckentsprechender Maschinen und wohlüberlegter Betriebsorganisation noch gesteigerte Bedeutung gewinnen. Gerade die Maschinen- und Gerätefrage bedarf eingehender Förderung, nicht nur in der Richtung auf Typisierung und Normung, sondern auch in der Richtung der wirtschaftlichsten Anwendung durch sorgfältige Verwaltung und Unterhaltung des Geräte- und Maschinenparks.

Die Verhältnisse sind beim Baugewerbe nach zwei Richtungen besonders gelagert, einmal durch die außerordentlich starke Inanspruchnahme der Maschinen, die zahlreichen Verfrachtungen, Montagen und Demontagen, das Arbeiten unter ungünstigen äußeren Verhältnissen, zum anderen in der Richtung des Mangels an erfahrenen Maschinentechnikern mit Sondererfahrungen auf dem Gebiete des Baumaschinenwesens. Der Abschluß der gesamten Fragen der Arbeitssteigerung wird schließlich in der sachgemäßen Anwendung von arbeitsparenden Arbeitsmethoden auf der Grundlage wissenschaftlicher Prüfung gegeben sein.

Daneben wird die Herabminderung der Selbstkosten erforderlich. Hier handelt es sich z. T. um Belastungen, die dem Gewerbe als staatliche Belastung auferlegt sind, zum anderen um Lasten, die im Betriebe selbst entstehen. Daß die Steuerlasten von der Wirtschaft in der jetzigen Höhe nicht getragen werden können, daß wieder eine Veranlagung nach dem Ertrag die Veranlagung nach dem Umsatz auf dem Gebiete der Einkommensteuer verdrängen muß, darüber besteht kein Streit mehr, aber Länder und Gemeinden können sich auch heute noch nicht darauf einstellen, daß sie ihre Einkünfte aus einer geschwächten Wirtschaft ziehen. Das Zuschlagrecht der Länder und Gemeinden zu den Reichssteuern muß mit starken Sicherungen umgeben werden. Über dem Durchschnitt der Privatwirtschaft liegende Gewinne der wirtschaftlichen Betriebe öffentlicher Körperschaften stellen Gemeindesteuern dar. Länder und Gemeinden müssen sich die Grundlage der Privatwirtschaft zu eigen machen, die Ausgaben nach den möglichen Einnahmen zu bemessen, nicht umgekehrt, bisher wird gerade hier noch stark aus dem Vollen gewirtschaftet. Daß auch die Frachten in der jetzigen Höhe den wirtschaftlichen Fortschritt unterbinden, ist ebenfalls unbestritten, trotz alledem hat man die berechtigten Wünsche des Baugewerbes nach der Detari fierung der gebrauchten Baumaschinen und Baugeräte in di Friedenstarifklasse nicht erfüllt, statt einer Förderung de Maschinenverwendung eine Behinderung! Auch die sozialen Lasten stellen eine erhebliche Belastung dar.

Dazu treten die inneren Lasten der Betriebe. Auch hie muß gründlich nach Ersparnissen gesucht werden. Die Belastun mit Angestelltengehältern muß durch Anwendung wirtschaft licher Betriebsweisen, Verwendung arbeitsparender Maschine usw. auf den Büros herabgemindert werden. Die Belastung mi Provisionen, mit Kosten für Ausstellungen und Messen, mi Inseraten in unzähligen Zeitschriften, Zeitungen, Kalendern Taschenbüchern, die Kosten der zahlreichen verbandliche Organisationen mit ihrer vielfachen Überschneidung in der Be arbeitung gleicher Fragen — gewerbliche und zwischengewer liche Verbände — müssen eine Verminderung erfahren.

Von besonderer Wichtigkeit ist die Frage des Betrieb kapitals, die Kredit- und Zinsenfrage. Die in der Notlage de Inflation erfolgte Festlegung des Kapitals in Sachwerten mu zurückgebildet werden, nicht benutzte Kapitalanlagen fresse Unterhaltungskosten und Verzinsung, das Geld muß wiede frei werden und muß die Geldflüssigkeit erhöhen. Die Zinsen frage für Kredite läßt sich ja nicht allein aus dem Bedürfn des Geldsuchenden erledigen. Hier spielt die Frage der Währun der inneren Kaufkraft des Geldes hinein, die durch eine Kredi inflation geschädigt werden kann, aber in den hohen Zinse steckt doch auch ein erheblicher Teil Unkostensteigerung de Banken, die noch herabgemindert werden kann, Verlust durc Leerlauf des Geldverkehrs durch zahlreiche Zwischenstelle und dann: Die Banken müssen endlich auch wieder einm daran denken, ihre geradezu brutal anmutenden Haftung bestimmungen den Friedensverhältnissen anzupassen, sie ve langen riesige Zinssätze und man sieht eine vollständige A kehrung von der Tragung eines Risikos.

Alle Fragen sind im Baugewerbe verschärft dadurc daß wir bei verminderter Bautätigkeit eine wesentlich größe Anzahl von Betrieben haben als im Frieden, damit im ganze größere Verwaltungskosten, mehr unproduktive Lasten, me Festlegung von Anlagekapital, mehr Leerlauf der Produktio Die Unsumme von Arbeit und Kosten, die auf das Herei

bringen von Aufträgen, auf die Bearbeitung von Submissionen und Projekten verwendet werden muß, wird für jeden Fall durchschnittlich von einer größeren Anzahl von Firmen geleistet als früher.

Die Selbstkosten müssen mit äußerster Schärfe zurückgeschraubt werden. Die dauernden Lohn- und Gehaltssteigerungen, die ständigen Steigerungen der Preise für die Baustoffe führen zu einer Entwicklung, die nur mit größter Besorgnis betrachtet werden kann, nicht nur in den Folgen für das Baugewerbe selbst, sondern vor allem auch in der Einwirkung auf die allgemeine Wirtschaft.

Nun wird der Feststellung der größeren Belastungen und der Verminderung des Wettbewerbes mit der Forderung begegnet, daß dadurch eine wirtschaftlichere Betriebsweise erzwungen werden müsse. Doch das ist nur bedingt richtig. Die Produktionskosten werden unter ein Mindestmaß nicht herabgedrückt werden können. Und das scheint man im Baugewerbe nach den bekannt gewordenen Ergebnissen von Submissionen vergessen zu haben. Wir erleben täglich Preise, bei denen jeder Fachmann sich darüber klar ist, daß die Ausführung der Arbeiten auf solcher Grundlage in ordnungsmäßiger Weise nicht möglich ist. Das Baugewerbe unterbietet sich in einer schreckenerregenden Weise. Wie ist das möglich? Zum Teil lebt man aus der Substanz, einmal durch die Verwendung von Materialbeständen, die noch aus der Inflationszeit herübergekommen sind und die mit geringen Werten zu Buch stehen, zum anderen durch das Aufzehren sonstiger stiller Reserven, schließlich durch die Unterlassung einer Inrechnungstellung der Verzinsung, ja sogar der Abschreibung des Geräts und der Maschinen. Zum Teil auch hat die Zeit der Inflation das Gefühl für ein richtiges Kalkulieren verloren gehen lassen. Schließlich will man z. T. die Aufträge zu jedem Preis übernehmen, damit der Betriebsapparat läuft und wenigstens ein Teil der Unkosten abgedeckt wird, übersieht dabei aber, daß die erzielten Preise darüber hinaus Verlust bringen, der vielleicht nur aus dem ersterwähnten Grunde zunächst dem Unternehmer selbst nicht klar zum Bewußtsein kommt. Das Baugewerbe lebt in einer Krise, in einer A n g s t p s y c h o s e um den Auftrag. Das Baugewerbe hat seine Preise gegenüber dem Frieden, gemessen an der Kaufkraft des Geldes, nicht verteuert, sondern verbilligt. Zu einer Zeit, in der der Bauindex auf 1,80 steht, werden Bauten mit einem Index von 1,50 gegenüber den Friedenspreisen übernommen und dazu zu vollen Festpreisen bei völliger Unklarheit über die Gestaltung der Lohn- und Materialpreisverhältnisse während der Zeit der Bauausführung.

Die Zustandsschilderung im deutschen Baugewerbe löst aber auch die Frage aus, ob diese Verhältnisse durch eine entsprechende Steigerung der Bautätigkeit gebessert werden und ob eine solche Steigerung der Bautätigkeit zu erwarten ist. Auch Optimisten werden nicht annehmen wollen, daß es selbst bei einer erheblich gesteigerten Bautätigkeit möglich sein wird, die wesentlich zahlreicheren Unternehmungen durchzuhalten, dies wäre wohl sogar dann nicht möglich, wenn wir auf die volle Friedensbautätigkeit kommen. Dahin aber hat es gute Wege. Einsichtige sind schon seit langem den viel zu günstigen Voraussagen entgegengetreten. Es erscheint einmal notwendig für die verschiedenen Gebiete des Bauwesens die Frage nach Bedarf und Befriedigungsmöglichkeit zu stellen. Der Großtiefbau braucht den Bau von Eisenbahnen, Wasserstraßen, großen Wasserkraftanlagen. Daß die Reichseisenbahn ihre Neubauten auf das äußerste eingeschränkt hat (Beschluß des Verwaltungsrates vom 21. 3.) ist bekannt, die Eisenbahn hat bei der geringeren Frachtmenge gegenüber dem Frieden und bei dem in der Kriegszeit erfolgten wesentlichen Ausbau des Eisenbahnnetzes an neuen Linien nur ausnahmsweise Bedarf. Die Bautätigkeit wird sich im wesentlichen auf solche Arbeiten beschränken, welche durch die Entstehung neuer Grenzbahnhöfe, durch die Elektrifizierung von Bahnlinien, durch den Ausbau von Strecken für die schwerere Belastung mit dem neuzeitlichen Verkehr sich ergeben. Dazu kommt die Reparationsbelastung der Reichsbahn. Der Bau von Wasserstraßen ist z. Z. ebenfalls in der Krise. Auch eine beschränkte Wirtschaftlichkeit wird sich nur durch Ausnutzung der anfallenden Wasserkraft ermöglichen lassen, die öffentlichen Mittel werden wohl dazu nicht ausreichen, um große Wasserstraßenpläne durchzuführen[1].

Der Bau von Wasserkraftanlagen großen Stils ist ebenfalls mit dem beendeten oder dem Ende entgegen gehenden Ausbau der bayerischen und badischen Großwasserkraftanlagen ins Stocken geraten. Der hydroelektrische Energiebedarf Bayerns z. B. ist auch bei ungünstiger Schätzung der Darbietung und bei günstiger Schätzung der Absatzmöglichkeit (Eisenbahn, Umstellung von Gewerbe und Landwirtschaft) mehr als gedeckt[2]). Der Wettbewerb der Kohle ist zudem wieder ganz anders in Rechnung zu stellen als in der Nachkriegszeit. Eine Förderung des Wasserkraftbaues könnte sich aus der Ausführung ganz großer und weitschauender elektrischer Ausgleichspläne mit der Verteilung besonders hochgespannten Stromes (süddeutsches Wasserkraftzentrum, mitteldeutsches Braunkohlenzentrum, rhein. westf. Kohlenzentrum) ergeben. Der Ausbau der Klein- und Mittelwasserkräfte leidet natürlich ebenfalls unter den geschilderten Verhältnissen, wenn auch hier Betriebsrücksichten ohne Rücksicht auf die oben dargelegten Verhältnisse zum Ausbau veranlassen können (Unabhängigkeit von dem allgemeinen Netz usw.).

Das Verkehrswesen wird auf einem Gebiet dem Baugewerbe mehr Arbeit bringen: Die riesige Zunahme des Kraftwagenverkehrs erfordert den Bau von Kraftwagenstraßen und für den Industriebau den Bau von Garagen usw., sowie den Ausbau von Kraftwagenfabriken. — Die zahlreichen öffentlichen Bauten, von denen in Versammlungen und Zeitungen gesprochen wird, bedürfen wohl zum großen Teil noch der finanziellen Unterlage, die bei der Konsolidierung unserer Steuerwirtschaft und bei der Schwierigkeit, Kredite aufzunehmen, nicht immer zu beschaffen sein wird. Man hat wohl überhaupt in den Kreisen der Gemeinden die eigenen finanziellen Mittel zu groß eingeschätzt. „Eine Fortsetzung solcher Eingriffe (in die Substanz bei Erhebung der Steuern) ist angesichts der Lage der Wirtschaft ausgeschlossen. Daraus folgert mit eiserner Notwendigkeit, daß es nunmehr weniger darauf ankommt, die eine oder andere nicht unbedingt lebensnotwendige Aufgabe, auch wenn ihre Erfüllung der Gemeinde oder dem Gemeindeverband aus örtlichen Gründen noch so wünschenswert erscheinen mag, sofort zur Durchführung zu bringen, als die steuerlichen Lasten fühlbar zu mindern. — Wir heben hierbei hervor . . . . vor allem aber zum Teil bei der gegenwärtigen Lage nicht zu rechtfertigende Ausgaben auf dem Gebiete des Hoch- und Tiefbauwesens."[3]) Wir werden also auch auf dem Gebiete des öffentlichen Bauwesens mit erheblichen Schwierigkeiten rechnen müssen.

Auf dem Gebiete des privaten Bauwesens — Industriebau und Wohnungsbau — ist die Beurteilung zu trennen. Der Industriebau hat, abgesehen von einzelnen besonders begünstigten Industrien (z. B. Kraftwagenbau, Teile der chemischen Industrie) im allgemeinen keinen Bedarf an Neubauten, in der Kriegszeit wurden Bauten für den weit über den Friedensbedarf hinaus gesteigerten Kriegsbedarf errichtet, während jetzt noch nicht einmal Friedensbedarf vorhanden ist. In der Nachkriegszeit brachte die Inflation mit der Flucht in die Sachwerte eine weitere Steigerung der Bautätigkeit über den tatsächlichen inneren Bedarf hinaus. Die Bautätigkeit der Industrie wird sich daher, von Ausnahmen abgesehen, auf Um- und Neubauten, dann auf Bauten, welche durch Anwendung neuer Verfahren notwendig werden, beschränken, insbesondere da die Kapitalknappheit jeden größeren Absichten, Geld in Bauten festzulegen, hinderlich im Wege steht.

[1]) Siehe auch: „Wie wird sich der Ausbau unserer Binnenwasserstraßen in näherer Zukunft gestalten?" Geh. Oberbaurat Brandt. Deutsches Bauwesen I. I. 1925.

[2]) Das Energiewirtschaftsproblem in Bayern. Dr. Ing. Streck. Berlin 1923, Verlag Springer.

[3]) Runderlaß des Preuß. Finanzministeriums und Innenministeriums vom 3. 4. 1925 IV. St. 520 und II A. 2. 973.

Bei dem Wohnungsbau ist selbstverständlich die Bedarfsfrage ohne weiteres zu bejahen. Auch hier steht jedoch das Hindernis der Kapitalknappheit entgegen, das nur z. T. durch Hypotheken aus den Mitteln der Hauszinssteuer und nur ganz spärlich aus Hypotheken aus den wieder ansteigenden Sparkapitalien bei Sparkassen, Banken, Versicherungen, gedeckt werden kann. Dazu kommt, daß gerade der Wohnungsbau das Kampffeld für die schärfsten Unterbietungen zahlreicher Unternehmungen bis herab zu den kleinsten bietet, so daß sich eine Besserung von diesem Teile der Bautätigkeit aus nur sehr langsam auswirken könnte.

So haben wir im ganzen kein erfreuliches Bild. Auch 1925 wird für das Baugewerbe ein schweres Jahr sein, dessen Gefahren die Betriebe nur durch rationellste Wirtschaft und äußerste Sparsamkeit werden begegnen können. Nur mit äußerster Kraftanspannung wird das Durchhalten möglich sein, wobei allerdings anzunehmen sein dürfte, daß auch bei den Bauunternehmungen eine Verminderung der Betriebe sich noch durchsetzen wird. Die sinnlose Unterbietung, die überall Platz gegriffen hat, ist gleichzeitig Folge der geschilderten Verhältnisse und Ursache der wirtschaftlichen Notlage zahlreicher Betriebe, die umgekehrt dann wieder glauben, sich durch erneute Unterbietungen noch über Wasser halten zu können.

Nun noch einen kurzen Überblick über die verschiedenen Gebiete der Gesamtwirtschaft.

Die ausländischen Kredite haben sich vermindert, eine Erscheinung, auf deren Eintreten wir schon in dem letzten Bericht hingewiesen haben. Betrachten wir die Kreditbeanspruchung bei der Reichsbank aus dem Geldumlauf, so ersehen wir folgendes:

	31. I.	28. II.	7. III.
Staatl. Beanspruchung	1818	1818	1818
Private „	1630	1546	1375
zusammen	3448	3364	3193
Geldumlauf	4209	4391	4241
Differenz	761	1027	1048

Die Wirtschaft hat also weiterhin Devisen, welche aus ausländischen Krediten eingingen, zur Zurückzahlung von Krediten bei der Reichsbank verwandt. Die Verwendung der Auslandskredite erfolgt nicht in der Weise, wie sie für unsere Wirtschaft unbedingt erforderlich ist. Die Frage wird besonders schwierig noch dadurch, daß die ausländischen Kredite fast durchweg sich auf keinen längeren Zeitraum als ein Jahr erstrecken, also auf einen Zeitraum, der an sich zu kurz ist, als daß er eine produktive Aufwertung der Anleihe ermöglichen könnte.

Der Geldumlauf hat die Höhe erreicht, wie wir sie in dem mächtigen deutschen Reich der Vorkriegszeit besaßen. Nimmt man den eigentlichen Geldumlauf mit rund 4,25 Milliarden, die Wirtschaftskredite der Reichsbank mit rund 1,45 Milliarden an und schätzt man dazu die sonstigen umlaufenden Wechsel mit mindestens 0,3 Milliarden, so erhält man einen Gesamtbetrag von rund 6 Milliarden. Bei einer Verminderung des Umsatzes und der Produktion auf vielleicht höchstens 75% ergibt sich eine wesentliche Vermehrung des Geldumlaufes gegenüber dem Frieden bezogen auf den Stand der Wirtschaft. Der Geldmarkt hat sich Ende April wesentlich versteift (Entwicklung auf dem Getreidemarkt mit dem 4. 5. als Liquidationstag für die Maigeschäfte, geringe Rückzahlungen ausländischer Kredite, Pfundspekulation mit Rücksicht auf die Rückkehr Englands zur Goldwährung).

Die Zahl der Konkurse und Geschäftsaufsichten ist im März wieder gestiegen. Die Arbeitslosigkeit und die Kurzarbeit sind zurückgegangen (1. 2. 593 024, 15. 2. 576 246, 15. 3. 514 911). Die Lage im Bergbau ist nach wie vor besorgniserregend, die Haldenbestände sind weiter gestiegen, das Kohlensyndikat ist nach schwierigen Verhandlungen zustande gekommen. Die Wagengestellung der Eisenbahn, die im März sich auf durchschnittlich 115 000 täglich stellte, hat wieder etwas zugenommen auf rund 120 000. Die Preise sind etwas gefallen, der Großhandelsindex, der in der Woche 16.—21. 2. 136,1 betrug, fiel in der Woche 13.—18. 4. auf 131,4, im wesentlichen eine Folge des Sinkens des Anteils für Lebensmittel (134,5 auf 127,9) während Industriesotffe ungefähr gleichgeblieben sind (139,1 auf 138,0). Die Lebenshaltungsziffer hat neuerdings eine Kleinigkeit angezogen.

Der Aktienindex ist in dem erwähnten Zeitraum von 137,4 auf 126,9 gefallen. Heimische Staatsanleihen zeigten neuerdings im Zusammenhang mit der Etatsrede des Reichsfinanzministers einen scharfen Rückgang. In der Aufwertungsfrage hat die Beratung im Reichsrat dazu geführt, daß seitens der Reichsregierung neben der Fassung der Reichsratbeschlüsse noch eine besondere Vorlage der Reichsregierung im Reichstag vorgelegt wird.

Die Preise für Baustoffe haben langsam angezogen. Die Löhne im Baugewerbe dagegen nehmen eine bedenkliche Entwicklung an. Sie werden den Bauindex zum weiteren Steigen bringen. Sie bedrohen auch die Gesamtwirtschaft. Lohnerhöhungen in dem Umfange, wie sie sich im Baugewerbe in den letzten Monaten vollzogen haben, oder sich auf Grund bereits vorliegender Schiedssprüche in den nächsten Monaten ergeben werden, sind auf die Dauer nicht zu tragen. Hier ergeben sich Gefahren, die weit über den Rahmen des Gewerbes selbst hinausreichen. Lohn- und Gehaltserhöhungen bedingen eine Zunahme von Zahlungsmitteln und gefährden so die Allgemeinwirtschaft. Die Lohnsteigerungen müßten zum mindesten durch eine wesentliche Steigerung der Intensität ausgeglichen werden.

Alles in allem: Kein glänzendes Bild der Wirtschaft, keine frohen Zukunftshoffnungen für das Baugewerbe! Das Gewerbe muß raschestens vor allem ernstlich prüfen, ob es sich aufraffen kann, das Gesamtinteresse soweit hochzuhalten, daß es die schwierigen Verhältnisse nicht noch durch unsinnige Unterbietungen sowohl auf dem Gebiete der Preise, wie insbesondere auch auf dem Gebiete der Vertrags- und Zahlungsbedingungen verschlimmert. Dies ist eine Lebensfrage des deutschen Baugewerbes. Schäfer.

Vorauszahlungen auf Gewerbesteuer.

In den süddeutschen Ländern werden die Gewerbesteuervorauszahlungen in der Form eines Bruchteiles der Einkommen- bzw. Körperschaftssteuervorauszahlungen erhoben. Da nun die Wahrscheinlichkeit besteht, daß eine Gewerbesteuerveranlagung nicht erfolgt, daß also die vorläufige Steuerschuld als endgültige Steuerschuld für 1924 erklärt wird, da ferner diese Art der Vorauszahlungen für 1925 beibehalten werden dürfte, ist die Höhe der Vorauszahlungen von großer Bedeutung. Denn regelmäßig bauen sich auch die hohen Gewerbeumlagen der Gemeinden auf diesen Vorauszahlungen für Gewerbesteuer auf. In Bayern gilt nun folgende Sonderregelung: Wird mit der (Körperschaftssteuer-) Einkommensteuervorauszahlung nicht lediglich Einkommen aus dem gewerbesteuerpflichtigen Betrieb versteuert, so kann das Finanzamt auf Antrag des Steuerpflichtigen die Vorauszahlung auf die Gewerbesteuer dem gewerblichen Einkommen entsprechend festsetzen (vgl. Bay. Ges. u. V.O.Bl. 1924 S. 154). — Mögen die Vorauszahlungen nach dem Vermögen oder nach den Betriebseinnahmen geleistet werden, — in beiden Fällen wird der Antrag auf anderweitige Festsetzung der Gewerbesteuervorauszahlungen begründet sein, wenn beispielsweise die Ausscheidung des Liegenschaftsvermögens beantragt wird. Denn nach Art. 8 und 11 des bayr. Gewerbesteuergesetzes vom 27. 7. 1921 gehören Grundstücke und Gebäude nicht zum gewerbesteuerpflichtigen Betriebsvermögen und es dürfen vor Errechnung der gewerbesteuerpflichtigen Ertragsanlage diejenigen Reinerträge ausgeschieden werden, die aus Grund- und Hausbesitz geflossen sind oder aus solchem Kapitalbesitz, für den Kapitalertragsteuer an das Reich zu entrichten ist. — Der Zweck dieser Bestimmung ist Doppelbesteuerung des Grund- und Hau

besitzes zu vermeiden. Sie wird in anderen Ländern sinngemäß ebenfalls getroffen sein.

Ferner sind aus dem gewerbesteuerpflichtigen Vermögen diejenigen Teile am Orte des Geschäftsbesitzes auszuscheiden, die in auswärtigen Betriebsstätten gewerbesteuerpflichtig sind. Als dauernde Betriebsstätte gelten auswärtige Baustellen, wenn sie länger als 12 Monate im Betrieb sind, und andere für längere Dauer bestimmte Betriebe. Auch diese Ausscheidung von Betriebsvermögen ist für die Höhe der gemeindlichen Gewerbeumlagen von Bedeutung. Dr. St.

Preußische Gewerbesteuer. Es ist zu beachten, daß Aufwandsentschädigungen, — soweit sie den erforderlichen Aufwand nicht übersteigen, also nicht verschleiertes Gehalt darstellen, — wie sie beim Einkommensteuer-Lohnabzug freizulassen sind, so auch bei der Lohnsummensteuer (Preuß. Gewerbesteuer) nicht in die der Steuer zugrunde liegende Lohnsumme einzurechnen sind. Nach der Preuß. Gew.St.V.O. v. 23. 11. 23 § 8 Abs. 3 gelten als Lohn außer Tantiemen, Gratifikationen, Wert einer freien Wohnung, Verpflegung auch „alle sonst gewährten Vergütungen und Gegenleistungen". Die reinen Aufwandsentschädigungen (z. B. alle tariflich festgelegten) dürften hierunter nicht zu rechnen und nicht steuerpflichtig sein, — entsprechend der Regelung des Reichseinkommensteuergesetzes, auf dessen Begriffe auch sonst vom Preuß. Gew.-St.-Gesetz verwiesen wird (§ 5, 1, vgl. auch Rohde, Aufwandsentschädigung und Gewerbesteuer, Deutsche Steuer-Ztg. 1925, S. 132).

Erhöhungen der Zementpreise.

Die Süddeutsche Zementverkaufsstelle und der Norddeutsche Cementverband (letzterer mit Ausnahme von Ostpreußen und Oberschlesien) haben für ihre Syndikatsgebiete mit Rücksicht auf die Verteuerung ihrer Selbstkosten vom 15. April 1925 ab, die Preise für Portlandzement für die meisten Stationen um durchschnittlich 30 M für 10 000 kg, d. h. um etwa 4 bis 7 vH erhöht. Damit ist auch die geringe Vergütung, die von einzelnen Verkaufsstellen noch für die zu Anfang dieses Jahres eingetretene Ermäßigung der Umsatzsteuer gewährt wurde, in Fortfall gekommen. Die Rheinisch-Westfälische Zementverkaufsstelle hat zunächst noch den alten Preis beibehalten, doch wird auch für deren Gebiet eine Preiserhöhung voraussichtlich zum 1. Mai d. J. angekündigt.

Diese Preissteigerung gerade zu Beginn der neuen Bausaison muß im Interesse der Bautätigkeit bedauert werden, insbesondere wenn man berücksichtigt, daß den geringen Lohnerhöhungen in der Zementindustrie die gerade jetzt wirksam gewordenen wesentlichen Ermäßigungen der Einkommen-, Körperschafts-, Gewerbe- und Umsatzsteuer gegenüberstehen. Zu einem Mehrabsatz von Zement werden die Preiserhöhungen kaum beitragen, denn der Baumarkt hat an sich schon mit starker Kapitalnot zu kämpfen und die in ihn gesetzten Hoffnungen haben sich bislang nicht erfüllt, wie der schlechte Absatz sowohl der Kalk- wie der Zementindustrie im Monat März beweisen.

Die heutigen Stationsfrankopreise für Zement (einschl. Verpackung) liegen zum Teil bereits erheblich über den entsprechenden Vorkriegspreisen. Sie haben sich pro 10 000 kg z. B. erhöht:

	Preis 1914 [1]	Preis seit 15. 4. 1925 [1]	Steigerung um vH.
Duisburg	342 M	445 M	37,4
Essen	338 „	480 „	49,4
Elberfeld	340 „	480 „	47
Düsseldorf	346 „	445 „	35,8
Köln	351 „	445 „	33,9
Aachen	364 „	435 „	20,6
Halle a. Saale	392 „	510 „	76,8
Breslau	290 „	470 „	58
Eisenach	390 „	511 „	76,3
Mannheim	350 „	525 „	33,3
Stuttgart	395 „	560 „	70,5
Frankfurt	365 „	530 „	68,8

Die Unterschiede in der prozentualen Steigerung der Preise (zwischen 20 und 70 vH) gegenüber der Vorkriegszeit sind vornehmlich auf die Handhabung der Stationsfrankopreise der Zementsyndikate zurückzuführen, mit deren Hilfe anscheinend die Konkurrenz des Auslandes und der nicht syndizierten Werke ausgeschaltet werden soll (vgl. Aachen und Essen). In diesem Zusammenhange ist von Interesse, daß die Süddeutsche Cementverkaufsstelle die Preiserhöhung vom 14. April d. J. dazu ausgenutzt hat, die Preise nach der Grenze zu und am Rhein in der Nähe der Wasserstraßen des Rheins und des Mains abzustaffeln, ähnlich wie dies schon seit längerer Zeit innerhalb des Rheinisch-Westfälischen Zementverkaufsgebietes geschehen ist, um so der Konkurrenz der ausländischen Zemente in den Grenzgebieten besser begegnen zu können.

[1]) Die Verpackung ist bei beiden Preisen in gleichem Wert berücksichtigt.

Zweifellos würde es zur Gesundung des Baumarktes wesentlich beitragen, wenn sich die Zementindustrie entschließen könnte, zu Faßpreisen bzw. festen Abschlüssen auf längere Sicht zurückzukehren. R.

Der Verband sozialer Baubetriebe veröffentlicht in seiner Zeitschrift ein Reorganisationsprogramm. Eine „Reinigungs"-Aktion ist vorangegangen. Von Interesse ist, daß die Bauhütten künftig auf die steuerliche „Gemeinnützigkeit" verzichten. Die Form der Produktivgenossenschaften wird erneut verworfen. Gelangt die Produktivgenossenschaft zu Kapital, so ist, wie das Beispiel der „Gemeinnützigen Bauarbeitergenossenschaft in Lörrach" beweist, die Tendenz gegeben, daß sich die derzeitigen Anteilseigner bzw. die Leitung des Betriebes bemächtigen. Alle Genossenschaften sollen in Bauhütten, d. h. Gesellschaften mit beschränkter Haftung, umgewandelt werden. Die Kapitalbeschaffung hatte man sich anfangs so gedacht, daß öffentlich-rechtliche Körperschaften das Kapital zur Gründung hergeben müßten. Daneben ging die Zeichnung durch die Gewerkschaften und einzelne Arbeitnehmer. Künftig ist man der Hauptsache nach auf die Gewerkschaften angewiesen. Der deutsche Baugewerksbund führt z. B. 5 vH seiner Einnahmen an die sozialen Baubetriebe ab. Die Kapitalbildung in den Betrieben selbst war bisher nicht nennenswert. Entsprechend gewerkschaftlicher Eigenart entschied man sich für die kollektive Geschäftsführung. Das gab anscheinend den Anlaß zum Ausscheiden des bisherigen unbestrittenen Führers der Bewegung, Dr. Martin Wagner, der für die Leitung durch einen Kopf eingetreten war.

Auf die sozialen und politischen Tendenzen der S. B. kann hier nicht eingegangen werden. Es verlohnt sich aber, rein wirtschaftlich ihre Stellung im Rahmen der Gesamtheit zu betrachten. Da ist zunächst festzustellen, daß in allen wesentlichen Punkten, Unternehmungsform, Betriebsorganisation usw. der Geschäftsbetrieb sich nach den gleichen Gesichtspunkten vollzieht wie beim „privatkapitalistischen" Unternehmen. Man darf auch voraussetzen, daß die Stellen, die Kapital hineingesteckt haben, auf Kapitalerhaltung und mindestens in gewissen Grenzen auch auf Verzinsung Wert legen. Die Eigenart liegt in etwas anderem. Sie ist in der Vorzugsstellung zu finden, die die sozialen Baubetriebe kraft ihrer „gemeinwirtschaftlichen" Tendenz ganz offen beanspruchen. Früher haben sie zwar noch ein zweites behauptet, daß sie nämlich überall preisverbilligend gewirkt hätten. Davon ist es jetzt, d. h. seit Stabilisierung der Mark stiller geworden. Die Frage war heiß umstritten; sie könnte nur auf Grund umfassenden Materials, nicht nur aus Submissionen, sondern aus der ganzen Abrechnung der Bauten geprüft werden, wobei das Fehlen eines allgemeinen Wertmessers in der Inflationszeit die Beurteilung erschwert.

Aus der engen Verbindung mit den Gewerkschaften ergibt sich ein natürlicher Vorteil der S. B. auf dem Gebiete der Löhne und Arbeitsbedingungen. Diese werden von den Unternehmern einfach übernommen, so wie sie dort oft unter schweren Opfern ausgekämpft wurden. Auf die im Gesellschaftsvertrag festgelegte „Gemeinnützigkeit" und ihre steuerlichen Vorteile will man künftig verzichten, nachdem die Steuerbehörden verlangt hatten, daß auch die tatsächliche Betätigung sich auf gemeinnützige Aufgaben beschränken müsse.

Man kann es verstehen, wenn die Führung der S. B. versucht, Gesetzgebung und Verwaltung in grundsätzlicher Beziehung zu beeinflussen. Anders liegt es aber mit den konkreten Geschäftsinteressen, mit Aufträgen, Rabatten und anderen unmittelbaren geschäftlichen Vorteilen. Die rücksichtslose Ausnutzung der politischen „Beziehungen" zu Behörden, Beamten, Stadtverwaltungen kann nicht bedenkenfrei erscheinen. Es ist kein Zufall, daß der Hebel gerade bei den letzten Resten der Zwangswirtschaft (Wohnungswesen, früher in gleicher Weise z. B. beim Zement) angesetzt wird, auf deren Boden allein die Anschauung gedeihen kann, daß nicht die wirtschaftliche Leistung als solche den Ausschlag zu geben hat. Noch gilt aber die „privatkapitalistische" Wirtschaftsordnung, noch leben wir in einem Staatswesen, in welchem gerade in geschäftlichen Dingen unbedingte Sachlichkeit, Neutralität und Korrektheit von den Behörden und Verwaltungen verlangt werden muß. Was soll man dazu sagen, daß Wagner z. B. in einem Artikel („Arbeit", 1924, Heft 4, Seite 230) ganz offen und unbefangen Ministern und Beamten seiner Partei nach dem Maßstabe Zensuren erteilt, ob sie die Geschäfte der S.B. in bevorzugter Weise gefördert haben oder nicht. Wenn heute die S. B. erklären, eine Reinigung ihrer Bewegung vollzogen zu haben, so erscheint vom allgemeinen Standpunkt nichts dringlicher, als daß sie den Wettkampf mit den privaten Unternehmungen nur auf dem Boden gleicher Bedingungen vollziehen, und daß sie darauf verzichten, die Betriebe auf der Ausnutzung politischer „Beziehungen" und politischer Schlagworte aufzubauen. St.

Öffentliche Arbeiten in Frankreich auf Reparationskonto. Die französische Regierung will die ihr zustehende Quote an Reparationen zum großen Teil zum Bezuge von Sachlieferungen und zur Ausführung öffentlicher Arbeiten durch deutsche Unternehmungen mit deutschem leitenden Personal, deutschen Geräten und Baustoffen verwenden. Es

wird sich z. B. um Brücken und Eisenbahnbauten, Untertunnelungen und Überlandzentralen, um die Regulierung der oberen Seine und um die Elektrisierung der französischen Ströme handeln (Projekt Le Troquer). Für die Zeit bis zum 1. 9. 25 stehen rd 70 Mill. M zur Verfügung, für das folgende Jahr rd 425 Mill. M und für das nächste Halbjahr etwa 430 Mill. M. Die Vergebung soll auf kommerziellem Wege vor sich gehen, die Verfahrensvorschriften sind am 25. April genehmigt (sie gelten für Reparationsleistungen nach allen Ländern, nicht bloß nach Frankreich). Der Geschäftsgang ist kurz folgender: Auf dem handelsüblichen Wege treten ohne Beteiligung einer Reichsstelle der deutsche und der fremde Interessent in Geschäftsverbindung. Kommt es zum Abschluß eines „Handels über Reparationskonto" (Mindestwert 1000 Reichsmark), so reicht der französische Gegenkontrahent den Vertrag bei seiner Regierung ein. Diese übermittelt ihn der Reparationskommission und dem in Paris zu errichtenden deutschen Sachlieferungsbüro. Beide Büros prüfen das Projekt gemeinsam, evtl. unter Zuziehung von Sachverständigen. Die Entscheidung hat die Reparationskommission, die den Vertrag als genehmigt abstempelt. Die Zahlungen über Reparationskonto erfolgen durch vom Besteller ausgestellte und von seiner Regierung indossierte Wechsel. Bei Fälligkeit werden die Wechsel dem Generalagenten oder der ihm hierfür bezeichneten Bank zur Zahlung vorgelegt. Sie lauten grundsätzlich auf Reichsmark. Wenn der Vertrag für den Preis eine andere Währung vorsieht, so lautet sie auf letztere Währung. Der deutsche Unternehmer kann sich aus dem Vertrage nur an den ausländischen Besteller halten, die Gläubigerregierung übernimmt nur wechselmäßige Garantie als Indossant. Vornehmlich bei Verträgen, die sich über längere Zeiträume erstrecken und bei denen verschiedene Wechselzahlungen in Frage kommen, gewinnt für den Fall, daß die Zahlungen vom Generalagenten abgelehnt und daher von der ausländischen Regierung das Wechselindossament abgelehnt wird, die Frage, ob der Besteller solvent ist und der Vertragstext erhebliche Bedeutung.

Bau von Futtersilos. Das Reichsernährungsministerium will der Landwirtschaft zur Förderung der Futterkonservierung Kredite bis zu einer Million M zum Bau von Futtersilos zur Verfügung stellen. Der Einzelne soll bis zu ¾ der Bausumme, aber nicht mehr als 3000 M erhalten. Die Länder sollen weitere Mittel gewähren. In Betracht kommen auch Silos aus Beton.

Wiedereinführung der Sommerzeit. In Kreisen der Wirtschaft macht sich eine Bewegung auf Wiedereinführung der Sommerzeit geltend. Auch die Berliner Handelskammer hat sich in einer Eingabe an den Reichswirtschaftsminister dafür eingesetzt. Man ist durchweg der Ansicht, daß für Handel und Industrie die Vorteile der Sommerzeit, die in weiten Teilen des Auslandes seit 1. IV, wieder in Kraft ist, deren Nachteile überwiegen.

Tarifierung von Maschinen für Makadam und Asphalt. Die Handelskammer Berlin beantragte bei der Reichsbahndirektion Berlin, entsprechend der Tarifierung von Maschinen für Teermakadam auch Maschinen zur Herstellung von Bitumenmakadam und Walzasphalt in die Klasse E und die ermäßigte Stückgutklasse zu versetzen.

Verlauf der **Entwicklung des Bauindex** seit der Goldrechnung (verglichen mit dem Großhandelsindex. Nach Wirtschaftskurve d. F. Z. u. Bauwelt).

Datum		Bauindex	Großhandelsindex	Datum		Bauindex	Großhandelsindex
1913	—	1	1	1924	23. 9.	1,464	1,269
1923	6. 11	1,533	1,39		28. 10	1,499	1,312
	11. 12	1,477	1,274		26. 11	1,620	1,285
1924	8. 1	1,402	1,197		23. 12	1,641	1,326
	5. 2	1,280	1,162	1925	14. 1	1,676	1,389
	4. 3	1,257	1,207		28. 1	1,686	1,404
	1. 4	1,236			11. 2	1,729	1,36
	29. 4	1,302	1,241		25. 2	1,720	1,367
1924	27. 5	1,353	1,225		11. 3	1,767	1,363
	24. 6	1,290	1,159		25. 3	1,767	1,329
	22. 7	1,239	1,15		8. 4	1,759	1,312
	26. 8	1,309	1,204		22. 4	1,752	1,308

Großhandelsindex.

25. März	1. April	8. April	15. April	22. April	29. April
132,9	132,3	131,2	131,4	130,8	130,5

Lebenshaltungsindex.

Alt: Februar	März	April	Neu: Februar	März	April
125,1	125,7	126,8	135,6	136	136,7

Erwerbslosigkeit.

In vH der Mitglieder der Fachverbände.

	Vollarbeitslose 31. Jan.	28. Febr.	31. März	Mit Kurzarbeit 31. Jan.	28. Febr.	31. Mär
Gesamt:	9,6	(8,5) 8,4	6,5	14,4	(13) 12,6	10,7
Baugewerbe:	23,5	21,3	13,8	23,5	21,3	13,8

Löhne.

		Durchschnittlicher deutscher Stundenlohn	Bauarbeite
Gelernt:	Februar	(77,7) 78,7 Pf.	87,8 Pf.
	März	80,6 ,,	93,1 ,,
Ungelernt:	Februar	(55,5) 56,2 ,,	74 ,,
	März	57,5 ,,	78,2 ,,

Spannung zwischen den Löhnen Gelernter und Ungelernter:
Gesamtdurchschnitt: Februar (22,2) 22,5 Pf. März 23,1 Pf.
Baugewerbe: ,, ,, 13,8 ,, ,, 14,9 ,,

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 1. Mai.)

Verordnung über die Jahresarbeitsverdienstgrenze in der Ange stelltenversicherung. Vom 23. April 1925 (RGBl. I, S. 51). Die Gehalts grenze für die Versicherungspflicht die bisher 4000 M. betrug, ist mi Wirkung ab 1. Mai auf 6000 M. erhöht (§ 1, Abs. 3, Angestelltenver sicherungsgesetz).

Erlaß der zweiten Hälfte der Rentenbankzinsen für 1924. (Erla des Reichsfinanzministers v. 14. April 1925.) Die deutsche Renten bank hat mit Zustimmung der Reichsregierung auf die zweite Hälft der am 1. Oktober 1924 für das vorausgegangene Halbjahr gesetzlic fällig gewordenen Rentenbankzinsen der industriellen, gewerbliche und Handelsbetriebe endgültig verzichtet. Erstattung zu viel gezahlte Rentenbankzinsen erfolgt von Amts wegen.

Erlaß des preuß. Handelsministers vom 14. 3. 1925 (Min. Bl. d Handels u. Gewerbeverwaltg. S. 59). Bei der Zusammensetzung de Gewerbesteuerausschusses ist die Handelskammer anzuhören. Nich zulässig ist, daß ihren Wünschen ohne Grund nicht Rechnung getrage und über die Verteilung der Zahl der zu ernennenden Mitglieder un Stellvertreter auf die Berufsvertretungen nicht verhandelt wird.

Bedingungen für die Bewerbung um Arbeiten und Lieferunge für den Geschäftsbereich der preuß. Staatshochbauverwaltung. (R. An Nr. 99.) Die preuß. Bau- und Finanzdirektion bringt den Erlaß de Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 23. 12. 1905 in Erinnerun dessen Inhalt kurz folgender war:

§ 1. Nur persönlich tüchtige und leistungsfähige Unternehme dürfen beauftragt werden. — § 2. regelt Einsicht und Bezug der Ve dingungsunterlagen. — § 3. Angebote müssen enthalten: Unterwerfun unter die Bedingungen der Ausschreibung. Angabe der Preise in Reich währung. Adresse des Bewerbers. Von gemeinschaftlich bietende Personen, Gesellschaften, juristischen Personen die Erklärung, daß s sich für das Angebot als Gesamtschuldner verbindlich machen, sow die Bezeichnung eines Bevollmächtigten. — Angabe der miteing reichten Proben, etwa vorgeschriebene Angaben über Bezugsquelle und die zur Herstellung verwendeten Roh- und Hilfsstoffe. — § 4. D Bewerber bleiben bis zum Ablauf der festgesetzten Zuschlagsfrist a ihre Angebote gebunden. Zuständig in Streitsachen ist das Gericht de Ortes an dem die ausschreibende Behörde ihren Sitz hat. — § 5. Schrif licher Zuschlag hat bindende Kraft, wenn die Benachrichtigung hie von innerhalb der Zuschlagsfrist dem Telegraphen- oder Postamt z Beförderung übergeben ist. Eingereichte Entwürfe der nicht berüc sichtigten Bewerber werden geheim gehalten und auf Verlangen z rückgegeben. Empfang des Zuschlagschreibens ist schriftlich zu b stätigen. — § 6. Betrifft Beurkundung. — § 7. Innerhalb 14 Tage nach Erteilung des Zuschlages hat der Unternehmer die vorgeschriebe Sicherheit zu bestellen, widrigenfalls die Behörde befugt ist, von de Vertrage zurückzutreten und Schadensersatz zu beanspruchen. — § Zu den Kosten der Ausschreibung braucht der Unternehmer nicht be zutragen.

Baupolizeiliche Bestimmungen über Feuerschutz. Runderla des preuß. Wohlfahrtsministers v. 12. 3. 25. Die bisherigen Ausdrüc „massiv", „feuerfest", „feuersicher", sind ersetzt durch die klar Bezeichnungen „feuerbeständig" und „feuerhemmend". Als feue beständig gelten im allgemeinen: Wände, Decken, Unterzüge, Räde Stützen und Treppen, wenn sie unverbrennlich sind, unter dem Ei fluß des Brandes und des Löschwassers ihre Tragfähigkeit oder ihr G füge nicht wesentlich ändern, und den Durchgang des Feuers geraun Zeit verhindern.

Im besonderen gelten als feuerbeständig Wände aus vollfug gemauerten Ziegel- und anderen Steinen von mindestens ½ Ste Stärke, ferner Betonwände aus mindstens 10 cm starkem unbewehrt oder aus mindestens 6 cm starkem bewertem Kiesbeton. Auch Deck aus solchen Baustoffen. — Unterzüge, Träger, Dachkonstruktion aus Eisenbeton, Stützen, Pfeiler und Treppen aus Ziegeln, Beton od Eisenbeton oder aus natürlichem feuererprobtem Gestein. Eiser Träger, Stützen, Pfeiler, Dachkonstruktionen gelten als feuerb ständig, wenn sie feuerbeständig ummantelt sind.

Als feuerhemmend gelten allgemein Bauteile, wenn sie, oh sofort selbst in Brand zu geraten, wenigstens ¼ Stunde dem Feu Widerstand leisten und den Durchgang des Feuers verhindern.

Erlaß des preuß. Ministers für Volkswohlfahrt über Änderung des Musters zu einer Bauordnung v. 15. 3. 25. Der Entwurf eines Musters zu einer Bauordnung v. 25. 4. 1919 (Zentralbl. der Bauverwaltung 1919, S. 225) ist im Sinne des vorstehenden Erlasses umzuändern, d. h. es sind die Ausdrücke „feuerbeständig" und „feuerhemmend" sinngemäß zu verwenden.

Erlaß des preußischen Ministers für Volkswohlfahrt v. 28. März 1925 über Änderung der Polizeiverordnungen über bauliche Anlagen von Theatern usw. (vgl. Erlaß v. 6. IV. 1909). Die Polizeiverordnungen sind im Sinne des vorstehenden Runderlasses umzuändern.

Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten. Vom 30. IV. 25 (RAnz. Nr. 101). Die bisherigen Bestimmungen vom 17. 11. 23 (RGBl. I, S. 35) und die Anordnung über die Zuschläge und Prämien für Notstandsarbeiten v. 18. I. 24 (RGBl. I, S. 35) werden ab 1. Mai 1925 durch die neuen Bestimmungen ersetzt. Diese werden auch im RGBl. noch veröffentlicht.

Rechtsprechung

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux

1. **Aufwertung.** Die Fortsetzung aus Heft 8 wird in Heft 10 veröffentlicht.

2. **Arbeitsrecht:** a) Der vom OLG. Stuttgart in einem Urteil vom 13. I. 25 vertretene Standpunkt, daß die Leiter der Streikorganisation bzw. des Verbandes für den Schaden, den die in ihrem Auftrag handelnden Streikposten einem Gewerbebetrieb zufügen verantwortlich sind (vgl. „Bauingenieur" 1925, Nr. 8, Rechtsprechung 2 f) ist nunmehr durch ein Urteil des Landgerichts II Berlin vom 10. März 1925 auch für einen Baubetrieb bestätigt worden. Die Begründung des Urteils deckt sich mit der des erwähnten Urteils des OLG. Stuttgart vom 3. I. 25.

b) Nach § 13 Abs. 1 des Gesetzes über die Beschäftigung Schwerbeschädigter vom 12. I. 23 kann einem Schwerbeschädigten nur mit Zustimmung der Hauptfürsorgestelle gekündigt werden. Dieser Kündigungsschutz steht jedoch einem Arbeitsnehmer, der die Eigenschaft als Schwerbeschädigter zur Zeit seiner Kündigung nicht besaß, sondern dem diese Eigenschaft erst später mit Rückwirkung auf 2 Jahre zuerkannt wurde, nicht zu. Die nach Lösung des Arbeitsverhältnisses mit Rückwirkung zuerkannte Schwerbeschädigteneigenschaft hat keine rechtlichen Folgen bezüglich des Arbeitsvertrages. Sie kann nur hinsichtlich der Rentenzahlung von Bedeutung sein. (Urteil des Berggew. Ger. Dortmund vom 12. II. 25, Nachrichtenblatt d. Zechenverb. Essen 1925, Nr. 17.)

c) Der Schwerbeschädigtenausschuß bei der Reichsarbeitsverwaltung hat zu § 16 des Schwerbeschädigtengesetzes folgende Entscheidungen getroffen (siehe Reichsarb.-Bl., S. 157):

1. Die Hauptfürsorgestelle muß ihre Zustimmung zur Kündigung geben, wenn im Falle einer nicht nur vorübergehenden Einstellung oder einer wesentlichen Einschränkung des Betriebes dem Entlassenen mindestens 3 Monate lang — vom Tage der Kündigung an gerechnet — Gehalt oder Lohn weitergezahlt wird. Die Bedingung der Lohnfortzahlung gilt nur dann als erfüllt, wenn der gleiche Lohn gezahlt wird, den der Ausscheidende bei Verbleib in dem Betriebe erhalten hätte. Demgemäß ist also auch die Lohnentschädigung des Entlassenen allen in die Zeit der 3 Monate fallenden Veränderungen des Lohnes der ihm früher gleichgestellten Mitarbeiter unterworfen.

2. Erfolgt die Kündigung vor vollzogener Stillegung bzw. Einschränkung, so ist § 16 nicht anwendbar, auch wenn die Stillegung oder Einschränkung noch innerhalb der 3 Monate der Lohnzahlung verwirklicht wird.

3. Die Zustimmung der Hauptfürsorgestelle im Falle des § 16 muß sich auf die Kündigung aller Schwerbeschädigten erstrecken, die über die gesetzliche Mindestzahl hinaus im Betriebe beschäftigt werden.

d) Ein Ferienanspruch der Bauarbeiter für 1924 besteht nur, wenn nach Ablauf des Reichstarifvertrages am 31. März 1924 durch einen neu abgeschlossenen Einzelarbeitsvertrag Ferien festgelegt wurden. Eine Nachwirkung des Reichstarifvertrages kommt nicht in Frage, da eine Ferienfestlegung über das Jahr 1923 hinaus überhaupt nicht Inhalt des Reichstarifvertrages gewesen ist (Urteil des Gewerbegerichts Gera vom 27. II. 1925).

Verbandsmitteilungen

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband, Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband, Berlin W 30, Nollendorfplatz 3 I.)

Mitgliedern, die sich für den Bau von Futtersilos interessieren, empfehlen wir den Bezug der Denkschrift: „Über Grünfutterkonservierung", Verlag Parey, Berlin SW 11 (vgl. die obenstehende Mitteilung).

Stempel zum Aufdruck des Eigentumsvorbehaltes an Zeichnungen und Entwürfen sind vom BTWV zum Preise von 2,25 M. zu beziehen.

Die Mitgliederversammlung des Reichsverbandes der deutschen Industrie findet vom 24. bis 26. Juni in Köln statt.

Am 15. und 16. Mai finden in Hannover die Hauptversammlungen des BTAV und BTWV statt. Die vorläufige Tageseinteilung ist folgende:

14. Mai: Vormittags 9 Uhr Sitzung des Verwaltungsausschusses des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. und des Engeren Ausschusses des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. Hotel Ernst August (Barockzimmer).
Nachmittags 3 Uhr Sitzung des Gesamtvorstandes des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes und des Hauptausschusses des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes im Hotel Ernst August (Barockzimmer).
Abends 7½ Uhr Begrüßungsabend im Restaurant „Georgs-Palast", Georgstraße 23.

15. Mai: Vormittags 9½ Uhr Hauptversammlung Hotel Ernst August (Großer Saal).
Mittags 1 Uhr gemeinsames Frühstück (mit Damen).
Abends 7½ Uhr zwangsloses Zusammensein auf der Stadthallen-Terrasse (Weinseite).

16. Mai: Vormittags 9 Uhr Hauptversammlung Hotel Ernst August (Großer Saal).
Mittags 1 Uhr gemeinsames Frühstück.
Abends 7½ Uhr gemeinsames Festessen mit Damen im alten Rathaussaal.

17. Mai: Vormittags 10¾ Uhr ab Hotel Ernst August Ausflug mit Damen nach Hildesheim (Sonderwagen der Straßenbahn) oder per Auto nach dem Steinhuder Meer, Bad Nenndorf, Rückkehr nach Hannover abends 8 Uhr.

Für die Damen:

Donnerstag, den 14. Mai, nachmittags ab 4 Uhr, zwangslose Kaffeetafel im Zoo mit Besichtigung. Bei Regen: Korso-Kabarett.

Freitag, den 15. Mai, vormittags, Führung durch die Stadt (Besichtigung der Sehenswürdigkeiten: Rathaus, Altstadt usw.). Treffpunkt: 10½ Uhr vorm. Hotel Ernst August.
Nachmittags: Ausflug nach Herrenhausen (Straßenbahn). Treffpunkt: 3 Uhr nachm. Hotel Ernst August.

Sonnabend, den 16. Mai, vormittags, Gang durch die Eilenriede; Fahrt (Straßenbahn) zum Tiergarten (nicht Zoo). Treffpunkt: 10½ Uhr vorm. Hotel Ernst August.
1 Uhr mittags: Essen im Tiergarten, Rundgang durch den Tiergarten, Rückkehr 5 Uhr nachmittags.

Ein Schiedsspruch über Gebührenforderungen

Von Oberbaurat Professor a. D. Moerike, Stuttgart

In Heft 15 d. Bl. von 1924 hat der Verfasser unter der Überschrift „Einiges über Bauschiedsgerichte" eines Schiedsspruchs Erwähnung getan, der dem Bauunternehmer für seine Leistung im Jahre 1915/16 eine vertragsmäßige Restforderung von 6 Millionen Papiermark unter dem 6. November 1922 zugesprochen hatte. Die vom Kläger beantragte Vollstreckbarkeitserklärung des Spruches wurde vom Landgericht und in der Berufungsinstanz vom Oberlandesgericht versagt, so daß der Unternehmer mit seiner über 40 000 Goldmark betragenden Forderung gänzlich durchfiel. Das OLG. hatte im Juni 1923 seine Entscheidung im Widerspruch mit der damals längst geübten Praxis des Reichsgerichts dahin getroffen, der Spruch wäre gültig gewesen, wenn das Schiedsgericht die seit 1. Juli 1916 fällig gewesene Restforderung nicht dem Sinken der Währung entsprechend erhöht, sondern Mark = Mark gesetzt hätte. Diese an weltfremdem Doktrinarismus kaum zu überbietende Entscheidung billigte also dem durch jahrelange Verschleppung geschädigten Unternehmer für seine Arbeit einen Wert von 15 Goldpfennig zu, der sich in den folgenden Wochen gar ins Mikroskopische verflüchtigte. Dazu war ihm noch von Rechts wegen die Bezahlung der Gerichts- und Anwaltskosten auferlegt worden. Wie die vom Kläger beantragte, aussichtsreiche Revision beim Reichsgericht vereitelt worden ist, mag im genannten Aufsatz selbst nachgelesen werden.

Nun, diese Abhandlung veranlaßte eine der größten Aktiengesellschaften des besetzten Gebiets der Schriftleitung d. Bl. zu schreiben, sie habe mit den Schiedsgerichten so betrübende Erfahrungen gemacht, daß sie sich niemals wiederum mit solchen einlassen werde. Zum Beweis dessen legte sie einen von ihr verfaßten Artikel einer Tageszeitung vor, der allerdings durch die Schilderung ihres Rechtsstreites abschreckend wirken mußte. Die Schriftleitung übergab den Brief dem Verf., der sich bereit erklärte, auf Grund der ihm mitgeteilten Akten den Fall und die gegen das schiedsgerichtliche Verfahren an sich erhobenen Vorwürfe auf ihre Stichhaltigkeit nachzuprüfen. Mit dem Schlachtruf „hie Schiedsgericht, hie ordentliches Gericht" ist der Allgemeinheit wenig gedient; es gibt nun einmal keine idealen Rechtseinrichtungen, und das Urteil über das Verfahren darf nicht mit dem über die Leistungen der in ihm tätigen Persönlichkeiten zusammengeworfen werden. Eine Besprechung des Falles dürfte daher zur Klärung der Frage beitragen und im Interesse weiterer Kreise gelegen sein.

Die Bauherrin hatte für die Errichtung eines umfangreichen Laboratoriums einen „skizzenhaften Vorentwurf" bei einem namhaften Architekten bestellt, um eine Idee für zweckmäßige Gestaltung des

Gebäudes auf einem in Aussicht genommenen Bauplatz zu erhalten. Die Pläne wurden rechtzeitig am 30. Juni 1922 der Bestellerin übergeben. Sie umfaßten für zwei Lösungen neun Blatt Zeichnungen, die zum Teil im Maßstab 1 : 100 dem Inhalt nach weit über das hinausgingen, was die Bauherrin unter „Vorentwurf" verstanden hatte. Beide Teile waren zuvor übereingekommen, daß die Bezahlung nach der Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure von 1921 zu erfolgen habe. Da in der Folge auch noch andere Bauplätze in Frage kamen, und die Geldentwertung riesige Fortschritte gemacht hatte, sah die Bestellerin zunächst von einer Weiterverfolgung des Unternehmens ab und verlangte unter dem 12. Okt. die Rechnung. Diese, datiert vom 21. Okt. lautete bei einem Ausbauverhältnis von 60/100 gemäß § 15 und einem Zuschlag für eine „Teilleistung" von 50 vH nach § 16 der GO. auf 1 453 500 M bei Zahlung innerhalb 10 Tagen. Die Baukostenschätzung war hierbei für den Tag der Ablieferung des Vorentwurfs auf 1500 M/m³, d. h. bei rd 38 000 m³ umbauten Raum auf rd 57 000 000 M berechnet worden; sie war jedoch der sinkenden Valuta und der inzwischen verstrichenen Zeit entsprechend auf 5000 M/m³, d. h. auf 190 000 000 M erhöht worden. Die Bauherrin setzte den Rechnungsbetrag auf 436 500 M u. a. mit der Begründung herab, das „Werk" sei Ende Juni abgeliefert worden und mit der Ablieferung sei die Honorarforderung fällig gewesen. Der Planverfertiger habe nicht das Recht, seine Rechnung auf die nunmehr aufzuwendenden Baukosten zu stützen. Hingegen erhob der Architekt unter dem 6. Nov. Einspruch: es sei ihm erst im Okt. mitgeteilt worden, daß der Vorentwurf nur eine Teilleistung vorstelle, und für eine solche sei nach der GO. eine besondere Berechnung vorgesehen. Für die eingetretene Geldentwertung müsse er Entschädigung verlangen, um so mehr, als sich die Baupreise in viel langsamerem Grade erhöht hätten, als die Kaufkraft des Geldes gesunken wäre. — Die Bauherrschaft zahlte die von ihr errechneten 436 500 M am 20. Nov. als Teilzahlung dem Architekten aus. Nach längerem brieflichen Hin und Her rief dieser das nach § 8 vorgesehene Schiedsgericht an; beide Parteien ernannten ihre Schiedsrichter und kamen überein, an Stelle der in der GO. vorgesehenen „Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Ausschusses für das Schiedsgerichtswesen vom Jahr 1920" der größeren Einfachheit halber die Bestimmungen im X. Buch der Zivilprozeßordnung zu setzen. Von den ernannten zwei Schiedsrichtern wurde der Obmann gewählt; alle drei waren Architekten.

Die erste Sitzung des Schiedsgerichts fand am 23. April 1923 statt. Gegenstand des Streites war die Differenz zwischen dem geforderten und dem bezahlten Honorar mit 1 017 000 M und Schadloshaltung für die eingetretene Geldentwertung. Dazu verlangt der Kl. noch die Bezahlung von Nebenkosten, von Bankzinsen seit Oktober 1922 (6 vH täglich), Geldentwertungszuschläge und schließlich die Auferlegung der Kosten des Verfahrens zu Lasten der Bklg. Diese selbst beantragte kostenpflichtige Abweisung.

Am 22. Sept. war der Schiedsspruch samt Begründung fertig und wurde, aber nur im Spruchtenor ohne Begründung, den Parteien mit der Aufforderung zugestellt, zunächst Kostenvorschüsse für das Verfahren einzuzahlen; das Schiedsgerichtsurteil werde später folgen. Der Spruch verurteilte die Bklg. zur Zahlung von 134 324 650 000 M, vermehrt um den Ersatz der Geldentwertung vom 19. Sept. 1922 ab bis zum Zahltag, und um die Zinsen, ferner zur Tragung von $^3/_5$ der schiedsgerichtlichen Kosten, die auf 3100 Goldmark berechnet waren; $^2/_5$ hatte der Klg. zu zahlen. Da der Tenor Fragen über die Art der Berechnung der Geldentschädigung und der Zinsen aufkommen ließ, so gab der Obmann von sich aus mehrere Anleitungen hierzu an die Parteien hinaus und berichtigte zur Beseitigung eines Rechenfehlers obige Forderung auf 134 084 585 000 M. Der eigentliche Schiedsspruch vom 28. Nov. 1923 hob zunächst den früher hinausgegebenen nebst den erteilten Anleitungen des Obmannes auf und ersetzte ihn durch einen neuen, der im Tenor nahezu sechs Folioseiten füllte; das ganze Schriftstück umfaßte 86 Seiten. Die Berechnung war immer verwickelter geworden, weil die bereits eingezahlten Papiermark in Goldmark und der jeweilige Index des Ortes des Schiedsgerichts in den des Ortes des Klgs. umgerechnet werden mußten, ferner die Höhe der stark schwankenden Bankzinse zu berücksichtigen war u. dgl.; die Einzelbestimmungen bei verzögerter Bezahlung der Entschädigung und der schiedsgerichtlichen Kosten u. a. füllten allein viele Seiten.

Noch vor der Hinausgabe dieses Schiedsspruches waren dem Obmann Zweifel darüber gekommen, ob es rechtlich angängig sei, ohne die Rechtskraft des Spruches zu gefährden, einen von den Schiedsrichtern unterschriebenen, den Parteien bereits zugestellten Tenor nachträglich abzuändern und durch einen neuen zu ersetzen. Er zog deshalb einen Rechtskundigen bei, der ihm in einem Gutachten nachwies, daß ein solches Verfahren ohne weiteres zulässig sei, da ja der Spruch noch nicht ordnungsgemäß beim zuständigen Gericht niedergelegt worden sei (§ 1039 ZPO.).

Der schiedsgerichtlichen Begründung ist nun in der Hauptsache folgendes zu entnehmen. Zunächst wurde festgestellt, daß die Bestellung der Bklg., die anfänglich auf die Nennung einer festen Summe gedrängt hatte, als „Vorentwurf" im Sinn der GO. zu bewerten sei. Zu näherer Erläuterung dessen, was sie unter einem Vorentwurf verstehe, hatte die Bauherrin bei der Bestellung dem Klg. geschrieben: „es kommt uns nur darauf an, die Raumverhältnisse nach Ihren Ideen kennenzulernen. Erst nach Empfang des Vorentwurfs wollen wir zur weiteren Ausarbeitung des Projekts Stellung nehmen usw.". Der Klg., dem allem Anschein nach viel daran gelegen war, auch den Auftrag für den Entwurf und die Bauausführung zu erhalten, unterließ es, mit der Ablieferung seiner Arbeit die Rechnung einzuschicken und berechnete, als er diese am 21. Okt. der Beklg. vorlegte, seinen Anspruch nach den damaligen Baupreisen, nicht nach denen von Ende Juni. Er meinte, durch die Annahme des Vorentwurfs sei nicht dessen Abnahme im Sinne des § 640 BGB. erfolgt[1]), während die Bklg. darauf hinwies, daß die Einforderung von Rechnungen im Geschäftsleben nicht üblich und in Großbetrieben geradezu undurchführbar sei. Im übrigen liege nach reichsgerichtlichen Entscheidungen für den Besteller bei wissenschaftlichen oder künstlerischen Werken eine Abnahmeverpflichtung nicht vor, wenn das Werk bereits abgeliefert sei. Das Schiedsgericht trat nach sorgfältiger Prüfung des fraglichen Briefwechsels der Auffassung des Reichsgerichts bei; es konnte keine Stelle finden, die auf eine andere Willensmeinung der Parteien hingewiesen hätte.

Viel Kopfzerbrechen bereitete dem Schiedsgericht die Frage, ob der Klg. den Schaden der bis zur Einreichung der Rechnung eingetretenen Geldentwertung allein zu tragen habe. Die GO. von 1921 gab hierüber keinen Aufschluß. Es konnte nur festgestellt werden, daß die GO. vom Jan. 1922 ab mit der sinkenden Mark alle 14 Tage den Stundensatz neu festsetzte, und daß zahlreiche Fachvereine zu einer nach dem Lebenshaltungsindex gleitenden Stundengebühr übergegangen waren. Erst der Reichsminister der Finanzen habe mit dem 1. Juli 1923 eine Gebührenordnung in Kraft gesetzt, die nicht mehr von der stets schwankenden Papiermarkbausumme, sondern von der Friedensbausumme ausging, die mit dem am Zahltag fälligen Lebensmittelindex zu multiplizieren war. Das Schiedsgericht war aber der Meinung, daß diese Berechnungsweise, die ihm an und für sich als vernünftig und zweckmäßig erschien, um deswillen hier keine Anwendung finden könne, weil die Ordnung erst später Rechtskraft erlangt hätte. Die Schiedsrichter einigten sich schließlich dahin, daß der 15. Sept. als Tag für die Berechnung der Baukostensumme und damit des Honorars dienen solle. Die Absicht, die das Schiedsgericht bei seinen Gedankengängen geleitet hatte, entnehmen wir am besten den Schlußworten seines Urteils; sie lauten:

„Zum Schluß sei bemerkt, daß es das übereinstimmende Bestreben der drei Schiedsrichter war, durch eine möglichst eingehende Prüfung und Würdigung aller von den Parteien vorgebrachten Gründe und Gegengründe diesen Schiedsspruch so zu gestalten, daß er geeignet sei, den Streit nicht nur äußerlich restlos zu schlichten, sondern darüber hinaus das frühere gute Einvernehmen der Parteien — schon im Hinblick auf eine etwaige spätere Ausführung des in Rede stehenden, nur vorläufig zurückgestellten Neubaues — wieder herzustellen. In diesem Zusammenhange sei betont, daß die Entscheidungen der Schiedsrichter nach anfänglichen Meinungsverschiedenheiten letzten Endes einstimmig getroffen wurden."

Der gute Wunsch des Schiedsgerichts ging aber nicht in Erfüllung; es hieß auch hier: „die Absicht bleibt doch gut, wenn wir sie nicht erfüllen", denn keine der Parteien fühlte sich befriedigt, obschon der Obmann dem Spruch noch ein Begleitschreiben unter dem 12. Dez. 1923 und einen Nachtragsschiedsspruch vom 9. Febr. 1924 folgen ließ.

Der Klg. erhob auf den so ergänzten Spruch Klage auf Vollstreckbarkeit und bezifferte seine Forderung hiernach auf 18 969 Billionen Mark; er stellte den Antrag, der Bklg. die Kosten des gerichtlichen Verfahrens aufzuerlegen. Die Bklg. beantragte kostenpflichtige Abweisung. Inzwischen hatte sie nach Fällung des Spruches dem Klg. noch eine Abschlagszahlung gegeben. Das Landgericht erkannte unter dem 30. Juni 1924 den Schiedsspruch als vollstreckbar an mit 3175 GM nebst 60 vH Jahreszins vom Tag der letzten Abschlagszahlung ab bis zum Zahltag mit der Maßgabe, daß die Umrechnung der Goldmark in gesetzliche Zahlungsmittel nach der Indexziffer der gesamten Lebenshaltungskosten des Wohnorts des Klg. am Zahltag zu erfolgen habe. Der Streitwert war mit 18 960 GM festgesetzt; dem Klg. wurden $^5/_6$, der Bklg. $^1/_6$ der Kosten des landgerichtlichen Verfahrens auferlegt. — Beide Parteien legten Beschwerde beim Oberlandesgericht ein; diese Beschwerde wurde aber als unbegründet abgewiesen.

Dieser Verlauf der Dinge war für beide Parteien ein höchst unbefriedigender. Weder die Raschheit der Entscheidung, noch die Billigkeit des Verfahrens — Vorteile, die sonst den Schiedssprüchen nachgerühmt werden — zeichnen die Austragung dieses Rechtsstreites aus. Woran lag nun die Schuld? Einfach daran, daß das Schiedsgericht sozusagen zwei Verfahren unbewußt durcheinander gemengt und sich hierdurch viel unfruchtbare Arbeit gemacht hatte. Es hat von der dem Schiedsgericht vom Gesetz zugebilligten Freiheit der Entscheidung nicht den erforderlichen Gebrauch gemacht; es verkannte, daß die Zivilprozeßordnung — abgesehen von der Einhaltung einiger einfacher Vorschriften formaler Natur — vom Schiedsrichter kein anderes Ermessen als das nach Billigkeit, nach bestem Wissen und Gewissen verlangt[2]). In unserem Fall hatte wohl das Schiedsgericht

---

[1]) § 640 lautet: Der Besteller ist verpflichtet, das vertragsmäßig hergestellte Werk abzunehmen, sofern nicht nach der Beschaffenheit des Werkes die Abnahme ausgeschlossen ist.

[2]) § 1034 lautet: „Die Schiedsrichter haben vor Erlassung des Schiedsspruchs die Parteien zu hören und das dem Streite zugrunde liegende Sachverhältnis zu ermitteln, soweit sie die Ermittlung für geboten erachten usw."

im Gegensatz zu den eingangs erwähnten ordentlichen Gerichten das richtige Gefühl, daß den von Grund aus umgestürzten öffentlich-rechtlichen Zuständen der Inflation, auch im privaten Rechtsstreit Rechnung getragen werden müsse, wenn nicht der Sinn und die Aufgabe des Rechts völlig verkehrt werden sollte. Aber immer wieder blieb es an den je nach der Marktlage wechselnden Anträgen der Parteien und am Buchstaben hängen[3]) und glaubte gar, es hätte auf den wechselnden Aktienkurs der Bklg. Rücksicht zu nehmen, statt von Anfang an die Forderung auf den sicheren Boden wertbeständigen Geldes, Dollar oder Schweizerfranken u.dgl. oder nach einheitlichen Indexzahlen berechnet, zu stellen. Das Schiedsgericht hätte sich doch bei all seinen Berechnungen sagen müssen, daß die für Ende Juni 1922 errechnete Hauptforderung des Klg. mit 5905 GM unmöglich innerhalb 1½ Jahren auf rd. den dreifachen Betrag anwachsen konnte. Kein Wunder, daß die Bklg. von wucherischer Preistreiberei sprach. Das Vorgehen des Reichsfinanzministers (s. oben) hätte dem Schiedsgericht den richtigen Weg weisen können, aber es stieß sich daran, daß diese Ordnung erst nach der Bestellung „in Kraft gesetzt" worden sei. Eine solch formale Erwägung trifft ja für das Ressort des Finanzministers zu; die Maßregel bleibt aber an sich vernünftig und hätte vom Schiedsgericht ohne weiteres nachgeahmt werden können.

Es ist ein Verdienst des zur Vollstreckbarkeitserklärung vom Klg. angerufenen Landgerichts, den Rechtsstreit in gerechtere Bahnen gelenkt zu haben. Es anerkannte zwar den Tenor des Spruches als rechtsgültig, stellte aber fest, daß er gerade bezüglich der Aufwertungsberechnung Zweifel aufkommen ließ. Es legte ihn nun entgegen dem Antrag des Klg. so aus, daß sich dessen Anspruch im Ganzen auf rd. 6400 M belief. Die beiderseits gegen diese Entscheidung eingelegte Beschwerde wurde vom Oberlandesgericht als unbegründet abgewiesen, $^5/_6$ der Gerichts- und Anwaltskosten hatte der Klg., $^1/_6$ die Bklg. zu tragen.

Wir können aus vorstehendem den mit der sonstigen Erfahrung übereinstimmenden Schluß ziehen, daß weder das ordentliche, noch das schiedsgerichtliche Verfahren an sich eine Bürgschaft für ein gerechtes, objektiv befriedigendes Urteil gewährt. Es bleibt dabei, daß, je nach der Art des Streitfalles, je nachdem die Entscheidung mehr auf dem sachlichen oder dem formalen Gebiete liegt, dem einen oder dem andern Gericht der Vorzug zukommt, und daß für beide verständnisvolle, nicht rein abstrakt denkende Richter unentbehrlich sind[4]).

Ein neuer Pfahlzieher.

Wir fügen die zu dem gleichnamigen Aufsatz von Dipl.-Ing. Tölke in Heft 5, Seite 192, gehörige Abbildung 2 nach.

Schriftleitung.

Abb. 2.

[3]) Wie selbst zuweilen in rechtskundigen Kreisen das Wesen des schiedsgerichtlichen Verfahrens verkannt wird, beweist der kürzlich von einem Rechtsanwalt erhobene Einspruch gegen die Gültigkeit eines Schiedsspruches mit der Begründung, das Schiedsgericht habe sich nicht an die Vorschrift des § 308 ZPO. (das Gericht ist nicht befugt, einer Partei etwas zuzusprechen was nicht beantragt ist) gehalten. Dieser Rechtsverständige wußte also nicht einmal, daß für das Verfahren lediglich die Vorschriften des X. Buches, der §§ 1025—1048 ZPO. maßgebend sind. Das ist eine so elementare Unwissenheit, die aufs Baugewerbe entsprechend angewandt, den Techniker in die schlimmste Verantwortlichkeit im Sinne des § 330 StGB. tagtäglich hineinbringen müßte; der Beruf des Rechtsanwalts birgt eben weniger Gefahren, als der des Technikers.

[4]) Im Aufsatz d. Bl. von 1924, S. 474 ff. habe ich durch mehrfache Auszüge aus der Jur. Wochenschrift gezeigt, wie hart der Kampf war, bis sich die Gerichte auf den Standpunkt durchgerungen hatten, daß Papier- und Goldmark zweierlei Werte vorstellen und hiernach die Vertragsauslegung zu behandeln sei. So sagt z. B. dort ein Landgerichtsrat zu Anfang des Jahres 1923: „Soweit Leistung und Gegenleistung ganz oder teilweise noch nicht erfüllt sind, kommt es darauf an, ob beide nicht entgegen dem Parteiwillen in ein wesentliches Mißverhältnis geraten sind. Die neuere Rechtsprechung des Reichsgerichts hat diesen Weg schon gewiesen. Die ruhige Sicherheit, mit der das höchste Gericht der Theorie den richtigen Weg gezeigt hat, — eigentlich hätte es umgekehrt sein müssen, — kann nicht rühmend genug hervorgehoben werden." — Für ein im praktischen Leben stehendes Schiedsgericht, das sich nur von seinem Rechts- und Billigkeitsgefühl, eingestellt auf Treu und Glauben und auf die Verkehrssitte, leiten läßt, dürfte eine solche Mahnung für die Regel entbehrlich sein.

Jahrtausendausstellung der Rheinlande in Köln.

In diesem Jahre findet in Köln eine Jahrtausendausstellung statt, die an die geschichtlichen Ereignisse des Jahres 925 anknüpft. Sind doch in diesem Jahre 1000 Jahre verflossen, seit König Heinrich I. die linksrheinischen Gebiete mit den übrigen deutschen Ländern unter seinem Zepter vereinigte und damit das deutsche Reich schuf, das alle deutschen Stämme umfaßte und zu dem keine Gebiete gehörten, die nicht deutsch waren. Das Jahr 925 ist somit das Geburtsjahr des nationalen deutschen Staates, und zwar in der Form, die er in der Hauptsache noch heute hat.

Die Länder am Rhein hatten damals schon eine große Geschichte und hohe Kultur. Die germanischen Stämme waren von den Römern vorübergehend unterworfen worden und hatten infolgedessen innige Berührung mit der reichen römischen Kultur gefunden. Verhältnismäßig bedeutende Städte wie Speyer, Worms, Mainz, Trier, Köln waren aus römischen Niederlassungen entstanden. Sie waren die Brückenköpfe für das Eindringen westlichen Fortschritts nach dem noch weit zurückgebliebenen Osten. In den römischen Siedlungen hatte sich auch zuerst das Christentum ausgebreitet; und die gesamten Städte sind — neben einigen süddeutschen — zugleich die ältesten christlichen Niederlassungen und die ältesten Bischofsitze auf deutschem Boden. Von hier aus nahmen Christentum und Kultur ihren Weg zu den anderen deutschen Stämmen. Das römische Weltreich wurde durch die Völkerwanderung zerstört. Aus den römischen Provinzen wurden wieder germanische Königreiche. Chlodwig, aus dem Geschlecht der Merovinger, schuf ein fränkisches Gesamtreich, das aber unter seinen Nachfolgern wieder in drei Teile, Austrasien oder Ostreich, Neustrien oder Westreich und Burgund, zerfiel. Die Nachfolger der Merovinger, die Karolinger, vereinigten das Reich Chlodwigs wieder und dehnten seine Grenzen über das rechtsrheinische Ufer nach Osten aus. Mittelpunkt und Kernpunkt blieben aber immer die Länder am Rhein, auch unter Karl dem Großen, der meist in Aachen, Nymwegen und Ingelheim residierte. Seine Macht umfaßte den größten Teil der abendländischen Welt. Er vereinigte die germanischen Stämme bis weit nach dem Osten hin und machte sie mit der Kultur der Rheinlande bekannt. Auch seine Schöpfung zerfiel schon bald. Die Enkel teilten wieder unter sich und schufen durch den Vertrag von Verdun im Jahre 843 drei Reiche, Ostfranken, das die Länder auf dem rechten Rheinufer abwärts bis etwa zur Wupper umfaßte, aber auch auf das linke Rheinufer hinübergriff und die Bistümer Speyer, Worms und Mainz umschloß, also nicht etwa durch den Rhein begrenzt wurde, das Mittelreich, zu dem außer Italien und Burgund die Länder auf dem linken Rheinufer und auf dem rechten die Gebiete nördlich der Wupper bis zur Wesermündung gehörten, und Westfranken; d. h. das Gebiet westlich des Mittelreiches. Ostfranken oder Deutschland hatte eine rein deutsche Bevölkerung, Westfranken oder Frankreich nur Bewohner mit romanischer Sprache, das Mittelreich war sprachlich gemischt. Das letztere wurde von den drei Söhnen seines Herrschers Lothar wiederum geteilt. Der gleichnamige Sohn erhielt das nördlich von Burgund gelegene Stück, das nach ihm später Lotharingien hieß und den größten Teil der Rheinlande umschloß. Dieses Gebiet wurde später der Zankapfel zwischen West- und Ostfranken. Der Vertrag von Mersen schaffte nur vorübergehend Ruhe. Es folgte eine wechselvolle und an Kriegswirren überreiche Zeit, in der das Karolingische Kaisertum unterging und an Stelle der Reichsgewalt die Stammesherzoge emporkamen. Giselbert von Lotharingien schloß sich im Jahre 911 sogar an Frankreich an und der deutsche König Konrad I. vermochte das Herzogtum trotz aller Anstrengungen nicht zurückzugewinnen.

Das sollte erst seinem Nachfolger, dem 919 zum König gewählten Sachsenkönig Heinrich gelingen. Als er zur Herrschaft kam, bestand das deutsche Reich nur noch aus den Herzogtümern Sachsen und Franken, die andern waren eigene Wege gegangen. Heinrich gewann zuerst Schwaben, dann Bayern, schließlich auch Lotharingien zurück. Herzog Giselbert wurde besiegt und unterwarf sich. Er behielt aber sein Land und wurde Schwiegersohn des Königs. Ganz Lotharingien kam zum Reich, indem es Heinrich als König anerkannte.

Damit waren die deutschen Stämme wieder vereinigt und aus dem ostfränkischen das deutsche Reich geworden. Die Westgrenze war in der Hauptsache die wirkliche Volks- und Sprachgrenze. Von dort nach Osten wohnten nur deutschsprechende Bewohner. Der nationale deutsche Staat war geschaffen. Die Rheinlande aber bildeten, wenn auch nicht geographisch, so doch politisch und kulturell, den Mittelpunkt und das Kernstück dieses Landes. Ohne sie wäre das Reich Heinrichs I. nicht das deutsche Reich geworden, wie andererseits sie ohne die Tat König Heinrichs als Fremdkörper in Frankreich oder als lebensunfähig, allen Zufällen ausgesetztes Mittelreich, niemals zu der Bedeutung gekommen wären, die sie für Deutschland erlangt haben.

Diese staatsrechtliche Verbindung zwischen Rheinland und Reich wurde im Laufe der 1000 Jahre, abgesehen von der kurzen nur 20 Jahre dauernden französischen Herrschaft vor gut 100 Jahren, nicht mehr gelöst. Sie hat alle Stürme und Wechselfälle überdauert und sich so als natürlich und notwendig erwiesen. Mit Recht nennt man somit König Heinrich I. den Begründer des deutschen Reiches.

Die Bedeutung der Ereignisse von 925 liegt deshalb nicht allein darin, daß der Teil der Rheinlande, der 911 an Frankreich angeschlossen wurde, wieder zurückkehrte, denn auch dieses Gebiet war von jeher

deutsch und hat trotz wechselnder politischer Schicksale die deutsche Sprache und das Bewußtsein germanischer Abstammung bewahrt. Die Bedeutung des Jahres 925 liegt vielmehr darin, daß durch die staatsrechtliche Vereinigung der Rheinlande mit den östlichen Herzogtümern erst das deutsche Reich geschaffen wurde, in dem die erstgenannten Jahrhunderte hindurch die beherrschende Stellung einnahmen, und weiter darin, daß die Schöpfung von 925, im Gegensatz zu den früheren, Bestand hatte und dadurch für die Geschichte der ganzen abendländischen Welt von unermeßlicher Bedeutung wurde.

Die Rheinlande wie das ganze deutsche Volk haben daher allen Anlaß, die tausendjährige Erinnerung an das Jahr 925 festlich zu begehen. Die großen Veranstaltungen rheinischer Städte, wie Düsseldorf, Duisburg, Coblenz, Trier, Aachen sind daher vollauf gerechtfertigt. Dies gilt in ganz besonderem Maße auch von der Jahrtausendausstellung der Rheinlande in Köln.

Dr. Wagner, Köln.

Auslands-Patente.

Von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Häufig gehen bei mir Anfragen ein, die Preise für den Schutz deutscher Erfindungen in allen Kulturstaaten verlangen. Da derartige Anfragen einigermaßen zutreffend nicht beantwortet werden können, pflege ich zumeist nähere Angaben über Art und Umfang der Anmeldeunterlagen und auch eine Aufzählung der für den Auslandsschutz in Aussicht genommenen Länder zu verlangen. Vielfach stellt sich dann heraus, daß die Fragesteller nur sehr unklare Vorstellungen über die Kosten der Anmeldung und Aufrechterhaltung sowie über die Verwertungsmöglichkeiten von Auslandspatenten haben und meist nicht entfernt über die erforderlichen Mittel verfügen. Ich rate dann von der Anmeldung von Auslandspatenten überhaupt ab, besonders, wenn die betreffenden Erfindungen nur geringe Aussichten für eine Verwertung im Auslande bieten.

Allgemein ist zu sagen, daß von deutschen Anmeldern Auslandsanmeldungen nur vorgenommen werden sollten, wenn das deutsche Patent nach dem Ergebnis des Prüfungsverfahrens gesichert erscheint und die praktische Durchführbarkeit und Verwertbarkeit der Erfindung erwiesen ist. Ferner sollte man nur Auslandspatente in denjenigen Staaten nehmen lassen, in denen für dieselbe Erfindung ebenfalls begründete Verwertungsaussichten gegeben sind. Dies ist zur Vermeidung unnützer Ausgaben, die sich nach meiner Auffassung der deutsche Erfinder heute weniger denn je leisten darf, unbedingt erforderlich, zumal mit einer mehrjährigen, meist kostspieligen Aufrechterhaltung der Auslandspatente vor irgendwelchen Verwertungseinnahmen gerechnet werden muß. Selbst Firmen und noch viel mehr Privaterfinder übernehmen sich häufig in bezug auf die Anzahl der Auslandspatente.

Die Preise für Auslandspatentanmeldungen setzen sich nach der Gebührenordnung der deutschen Patentanwälte zusammen aus einem Grundhonorar für die reinen Anwaltsgebühren, dem Honorar für den ausländischen Patentanwalt, den amtlichen Anmelde- bezw. Stempelgebühren und den Kosten für die Herstellung bezw. Beglaubigung und Übersetzung der Anmeldeunterlagen. Abgesehen vom Umfang der Anmeldeunterlagen sind die Anmeldekosten der Auslandspatente auch abhängig von der Schwierigkeit des Falles und von der Wahl der Auslandsvertreter. Es braucht kaum besonders betont zu werden, daß Wert und Verwertungsmöglichkeit der Auslandspatente von der einwandfreien und sorgfältigen Ausarbeitung und Durchführung der Anmeldungen wesentlich beeinflußt werden.

Keinesfalls sollten Inhaber deutscher Schutzrechte sich von Offertenbüros, die sich mit mehr oder minder unwahren Anpreisungen zur Verwertung und Anmeldung anbieten, zur Anmeldung einer Vielzahl scheinbar billiger, aber meist unverwertbarer Auslandspatente verleiten lassen. Leider werden dafür noch immer Unsummen deutschen Vermögens vergeudet, die zur Durchbildung und Einführung von Erfindungen für die deutsche Wirtschaft nutzbar werden konnten.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 12. März 1925.

Kl. 19f, Gr. 3. S 62545. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges., Berlin. Verfahren zum Bau von Tunneln in wasserführenden Schichten. 29. III. 23.

Kl. 20i, Gr. 4. K 84648. Gottfried Künstler, Dortmund, Viktoriastraße 17. Anschlußweiche für Grubenbahnen. 17. I. 23.

Kl. 20i, Gr. 8. Arthur Melaun, Berlin, Quitzowstr. 10. Zungenbefestigung bei Weichen mit federnden Zungen. 25. X. 24.

Kl. 20i, Gr. 11. N 23336. John Hedley Nicholson, Dublin, Irl., Walter Sidney Roberts, Ormskirk, Engl. u. The Railway Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung zur elektrischen Betätigung von Eisenbahnweichen, Signalen o. dgl. 26. VI. 24. England 23. VII. 23.

Kl. 20i, Gr. 19. H 98921. Hans Theobald Holm, Befors u. Axel Ulrik Westfelt, Stockholm; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Selbsttätige Sicherheitsvorrichtung für Kreuzungen von Eisenbahnen mit Landstraßen. 21. X. 24. Schweden 2. XI. 23 für Ansprüche 1—8 u. 5. III. 24 für Ansprüche 9—11.

Kl. 20i, Gr. 33. E 62897. Eloi Rodolausse, Saint-Antonin, Frankr.; Vertr.: Dr.-Ing. K. Walther, Pat.-Anw., Berlin-Friedenau. Apparat zum Kontrollieren des vorgeschriebenen Langsamfahrens und der Stillstände von Eisenbahnzügen, Straßenbahnwagen u. dgl.; Zus. z. Pat. 343329. 19. XII. 24. Frankreich 21. XII. 23.

Kl. 20i, Gr. 41. D 46520. Wilhelm Dörre, Stadtoldendorf. Vorrichtung zur Verhütung von Eisenbahnunfällen. 10. XI. 24.

Kl. 37b, Gr. 3. S 67269. Walter Sackur, Karlsruhe i. B. Knotenpunktausbildung für Kuppeldächer aus Holz. 3. X. 24.

Kl. 84b, Gr. 1. K 89368. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Schiffshebewerk. 25. IV. 24.

Kl. 84d, Gr. 1. A 42226. Aktiengesellschaft Brown, Bovert & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Stromabnehmer für Fahrzeuge mit unregelmäßig verlegter Oberleitung, insbesondere für elektrisch betriebene Trockenbagger. 8. V. 24.

Kl. 84d, Gr. 5. T 28943. Johann Tepperis, Rendsburg. Füllrohrspülleitung für Saugebagger und Baggerprähme. 6. VI. 24.

Kl. 85c, Gr. 3. I 24977. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstr. 57. Verfahren zur Abwasserreinigung mit belebtem Schlamm. 15. VII. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 19. März 1925.

Kl. 5c, Gr. 4. H 94909. Firma E. Hinselmann, H. Schäfer & Co., Baugesellschaft m. b. H., Essen. Keilige Platte für den Stollenausbau. 3. X. 23.

Kl. 20g, Gr. 3. R 63251. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff A.-G., Rheine i. W., Eisenbahnschiebebühne mit Hebezeug. 28. I. 25.

Kl. 35b, Gr. 1. S 63664. Firma Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Elektrohängebahn für Drehstromanlagen. 28. VIII. 23.

Kl. 80b, Gr. 1. F 56822. Santiago Emilien Fournier, Royan, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von künstlichen Quadersteinen. 3. IX. 24. Frankreich 24. X. 23.

Kl. 80b, Gr. 3. P 47616. Firma Portland-Cementwerke Heidelberg-Mannheim-Stuttgart Akt.-Ges., Leimen b. Heidelberg. Hydraulisches Bindemittel. 29. II. 24.

Kl. 80b, Gr. 3. P 48754. Firma G. Polysius Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von tonerdereichem Schmelzzement. 10. IX. 24.

Kl. 81e, Gr. 31. B 117355. Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Abraumförderbrücke. 27. XII. 24.

Kl. 81e, Gr. 32. E 30826. Firma „Eintracht" Braunkohlenwerke und Brikettfabriken Akt.-Ges., Welzow, N.-L. Vorrichtung zum Einebnen und Säubern von Bodenflächen. 28. V. 24.

Kl. 84c, Gr. 2. L 57727. Henry Percy Lancaster, London; Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton in einem Vortreibrohr. 10. IV. 23.

Kl. 84c, Gr. 2. W 62983. August Wolfsholz, Berlin-Schöneberg, Freiherr-vom-Stein-Straße 9. Verfahren zum Herstellen von Preßbetonkörpern. 25. I. 23.

Kl. 84c, Gr. 3. M 63155. Joseph Müller, Pera, Konstantinopel; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zum Versenken von Betonblöcken unter Wasser mittels Schwimmdocks. 7. V. 18.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 26. März 1925.

Kl. 19a, Gr. 14. P 44609. The P. & M. Company, Chicago (Illinois), V. St. A.; Vertr.: Dr. P. Breitenbach, Pat.-Anw., Düsseldorf. Einteilige Schienenklemme. 17. VII. 22.

Kl. 20i, Gr. 13. W 68952. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Comp. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Signalsystem für Eisenbahnen u. dgl. 17. XI. 23. England 13. XII. 22.

Kl. 20i, Gr. 13. W 68246. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Comp. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnsignalapparat. 23. I. 25. England 29. II. 24.

Kl. 20i, Gr. 38. W 66688. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verkehrsüberwachungsapparat für Eisenbahnen u. dgl. 23. VII. 24. V. St. Amerika 31. VIII. 23.

Kl. 80a, Gr. 18. B 111020. Erik Christian Bayer, Kopenhagen; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W 8. Verfahren zur Herstellung von porösen Baustoffen. 8. IX. 23. Dänemark 11. IX. 22 bzw. 2. V. 23.

Kl. 84a, Gr. 3. B 113084. Berliner Actiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Wehr für veränderlichen Stau: Zus. z. Anm. B 112230. 4. III. 24.

Kl. 84a, Gr. 3. P 43687. Dipl.-Ing. Oskar Poebing, München, Rheinstr. 22. Wasserkraftvernichter. 13. II. 22.

Kl. 84a, Gr. 6. T 29172. Dr.-Ing. Karl Thürnau, Darmstadt, Niebergallweg 22. Geschiebefang für Werkkanäle. 6. VIII. 24.

Kl. 85c, Gr. 6. D 45968. Firma Deutsche Abwasser-Reinigungs-Ges. m. b. H., Städtereinigung, Wiesbaden. Hausklärgrube mit inmitten des unter dem Klärraum liegenden Faulraums angeordnetem Frischschlammraum. 8. VIII. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 12. März 1925.

Kl. 19a, Gr. 28. 411724. Richard Boy, Berlin, Lüneburger Straße, Stadtbahnbogen 351. Einrichtung zum Rücken von Gleisen. 27. IX. 22. B 106610.

Kl. 35b, Gr. 1. 411658. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Schienenzange. 20. III. 1923. B 108849.

Kl. 37f, Gr. 7. 411660. Wilhelm Lengeling, Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 10, u. Carl Mackensen, Berlin, Ansbacher Str. 30. Hochhaus. 19. VI. 23. L 58110.

Kl. 38e, Gr. 2. 411549. Firma Metzke & Greim, Tief- und Hochbau, Berlin. Werkzeug zur Herstellung von Ausnehmungen an Bauhölzern zwecks Aufnahme von Krallenplatten. 18. III. 23. M 80965.

Kl. 80b, Gr. 3. 411584. Firma Jura-Ölschieferwerke A.-G., Stuttgart. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Bindemittels aus Ölschiefer oder Ölschieferschlacke. 28. VIII. 21. J 21913.

Kl. 84a, Gr. 3. 411634. Fritz Obermann, Brückenstr. 28 u. Hans Gorges, Speestr. 17, Trier. Selbstregelndes Klappenwehr 7. X. 22. O 13293.

Kl. 85c, Gr. 6. 411586. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Haardt, Rheinpf. Klärbecken zur Durchführung des Verfahrens zum Entfernen von Sink- und Schwimmstoffen aus Absitzbecken gemäß Pat. 407660; Zus. z. Pat. 407660. 15. V. 23. St. 36846.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 19. März 1925.

Kl. 19a, Gr. 6. 411873. Erwin Kretzner, Danzig; Vertr.: Kurt Juthe Berlin-Steglitz, Mommsenstr. 57. Elastische Schienenbefestigung auf Eisenbetonschwellen. 30. V. 20. K 73189

Kl. 19a, Gr. 8. 411959. Fernand Radelet, Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Schienenbefestigung durch Keile. 13. VII. 23. R 58918.

Kl. 19a, Gr. 28. 412175. Julius Pickardt, Mörs u. Wilhelm Schlotmann, Mörs-Meerbeck. Gleisheber mit fester Zahnstangenstütze. 3. III. 23. P 45824.

Kl. 19a, Gr. 31. 411874. Diederich Storjohann, Immigrath, Niederrh. Fahrbare Schleifmaschine für eingebaute Schienen. 18. I. 22. St 35345.

Kl. 19c, Gr. 7. 412042. Julius Hartkopf, Bottrop-Essen, Ruhr, Osterfelder Str. 1. Anschluß des Pflasters an den Straßenbahnoberbau; Zus. z. Pat. 386313. 30. XII. 23. H 95619.

Kl. 19d, Gr. 3. 411962. Heinrich Fitz, Dresden, Uhlandstr. 32. Schwellenlager für eiserne Brücken. 5. I. 24. F 55212.

Kl. 19d, Gr. 3. 411963. Heinrich Fitz, Dresden, Uhlandstr. 32. Schwellenlagerung für eiserne Brücken; Zus. z. Pat. 411962. 9. I. 24. F 55232.

Kl. 19d, Gr. 5. 411964. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Hebevorrichtung, insbesondere für Brückenlager. 22. IX. 23. B 111160.

Kl. 19d, Gr. 7. 411894. Otto Arndt, Dresden, Bergstr. 33. Vorrichtung zum Abstützen von Brückengerüsten. 4. V. 21. A 35428.

Kl. 20a, Gr. 20. 412176. Firma ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Klemmvorrichtung für die Seile von Seilbahnen. 15. XII. 23. A 41177.

Kl. 20g, Gr. 4. 412043. Altonaer Waggon- u. Eisenbau A.-G. E. Seidler & Spielberg, Altona-Ottensen. Verfahren zur Beförderung von Eisenbahnwagen auf regelspurigen Gleisen starker Krümmung. 14. VIII. 24. A 42828.

Kl. 20i, Gr. 3. 412044. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Optisches Signal für Eisenbahnzwecke. 29. III. 24. S 65564.

Kl. 20i, Gr. 33. 412045. Franz Radloff, Greifswald. Anlaufbahn an Sicherheitsvorrichtungen für die Haupt- und Vorsignale bei Eisenbahnen. 13. IV. 24. R 60898.

Kl. 37a, Gr. 6. 411880. Linke-Hofmann-Lauchhammer Akt.-Ges., Berlin. Dach mit Bindern in den Dachoberlichtern. 11. VII. 23. L 58276.

Kl. 37b, Gr. 3. 412057. Otto Scheller, Berlin-Lichterfelde, Albrechtstraße 12. Gittermast. 22. VI. 23. Sch 68015.

Kl. 37b, Gr. 5. 412058. Firma Dr.-Ing. Richard Sabathiel u. Vereinigte Bauindustrie und Schiffahrts-Act.-Ges., Budapest; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verbindung von Bauteilen. 11. X. 23. S 64029. Ungarn 7. III. 23.

Kl. 80b, Gr. 3. 412155. Alfred Sommer, Berlin, Lehrter Str. 33. Verfahren zur Herstellung von wasserdichtem Zement. 23. VI. 20. S 53478.

Kl. 81e, Gr. 32. 411935. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zum Absetzen von Abraum auf Kippen. 5. V. 23. M 81355.

Kl. 81e, Gr. 33. 412214. Gröppel Rheinmetall Akt.-Ges. u. Harald Askevold, Bochum. Doppelseitig geöffneter Großraumbunker. 17. IV. 23. G 58897.

Kl. 84b, Gr. 6. 412012. Georg Ollert, Neukölln, Weserstr. 85. Schiffshebewerk. 6. X. 23. O 13890.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 26. März 1925.

Kl. 20a, Gr. 12. 412609. Firma Adolf Bleichert & Co. u. Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Einrichtung für einen durchgehenden Betrieb von Einseilbahnen. 12. I. 23. B 107965.

Kl. 20g, Gr. 1. 412348. Alfred Bergmann, Butzbach, Hessen. Kopfträger mit drei Laufrollen für Drehscheiben mit quergeteilter Brücke. 27. III. 24. B 114379.

Kl. 20h, Gr. 7. 412349. Carl Bender, Köln-Lindenthal, Krementzstraße 2. Schrägaufzug für Eisenbahnfahrzeuge. 1. III. 24. B 113050.

Kl. 20i, Gr. 11. 412350. Eisenbahnsignal-Bauanstalt F. Paul Weinitschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Elektrische Haltüberwachung für Signale o. dgl. 26. X. 24. E 31460.

Kl. 20i, Gr. 28. 412406. Peter Simon, Bausendorf, Moselbahn. Mechanische Auslösung elektrischer Tastensperren. 6. VIII. 24. S 66730.

Kl. 35b, Gr. 1. 412288. Firma Rheinische Metallwaren- und Maschinenfabrik, Düsseldorf-Derendorf. Doppelkran. 9. VI. 23. R 58663.

Kl. 80a, Gr. 7. 412475. Leipziger Tangier-Manier Alexander Grube, Leipzig-Plagwitz. Verfahren und Vorrichtung zum Fördern von Mörtel in Mörtelspritzvorrichtungen. 27. IV. 20. L 50362.

Kl. 80a, Gr. 13. 412476. Willem Klein, Hoogkerk, Holland; Vertr.: R. Brede u. Dipl.-Ing. L. Hammersen, Pat.-Anwälte, Köln a. Rh. Stampfmaschine, besonders zur Herstellung von Betonröhren. 10. XII. 22. K 84226. Holland 13. II. 22.

Kl. 80b, Gr. 20. 412398. G. Polysius, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Steinen aus Schlacken aller Art. 26. IV. 24. P 47984.

Kl. 80b, Gr. 21. 412399. Dr. Peter August Burkard, Nürnberg, Spittlertorgraben 49. Verfahren zur Herstellung von Bauteilen aus animalischen oder vegetabilischen Stoffen und Zement oder Gips unter Verwendung von Mineralsalzen. 22. III. 24. B 113365.

Kl. 80b, Gr. 22. 412400. G. Polysius, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Steinen aus Schlacken beliebiger Art; Zus. z. Pat. 412398. 10. V. 24. P 48062.

Kl. 84a, Gr. 3. 412402. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Verstellbares Halszapfenlager, insbesondere für Schleusentore. 4. XI. 22. B 107017.

Kl. 84c, Gr. 3. 412403. A. W. Grünberg, Pyrmont. Senkkasten. 13. XII. 21. G 55410.

Kl. 84d, Gr. 3. 412404. Dudley James Barnard, Barking, Essex, Großbrit.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Drehschaufelbagger. 12. III. 20. B 93221. Großbritannien 12. VII. 15.

Kl. 85c, Gr. 3. 412555. Dr. Hermann Bach, Essen, Annastr. 35. Vorrichtung zur Belüftung, insbesondere für Abwasserreinigung. 6. XI. 23. B 111678.

Kl. 85c Gr. 6. 412547. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Grobrechen für Werkkanäle und Abwasserreinigungsanlagen mit auf den Rechenstäben verschiebbarer Abstreifschwelle. 3. VIII. 24. G 61918.

Kl. 85c, Gr. 6. 412548. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Umlaufende Walzenbürste zum Reinigen von Siebflächen u. dgl. zur mechanischen Wasser- und Abwassereinigung. 5. VIII. 24. G 61929.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Structural Engineering-Strength of Materials" by George Fillmore Swain, Gordon McKay Professor of Civil Engineering, Harvard University, formerly Chairman of the Boston Transit Commission and Consulting Engineer of the Massachusetts Railroad Commission. 570 pages, 6×9, illustrated, published October 1924, McGraw-Hill Book Co., Inc., 370 Seventh Ave., New York; Dollar 5,00.

Der Verfasser des Werkes, dessen erster Band nunmehr vorliegt, ist der bekannte Professor der Harvard-Universität, der als Ingenieur und Hochschullehrer in den Vereinigten Staaten von Nordamerika ein sehr großes Ansehen genießt. Er hat sich nach vielen Jahren erfolgreicher Tätigkeit entschlossen, ein Werk über Statik der Baukonstruktionen herauszugeben, das vielversprechend mit dem vorliegenden ersten Band anfängt.

Das Schlußkapitel des ersten Bandes sollte als Vorwort für das Werk dienen, denn es enthält eine sehr interessante und abwägende Betrachtung über die Aufgaben der Mathematik und der Laboratoriumsarbeit in der Statik. Der Verfasser sucht die Grenze zu ziehen, wie weit die Theorie von der Mathematik Gebrauch machen soll und stellt den Grundsatz auf, daß die Mathematik Werkzeug, nicht aber Lenkerin bei der Bearbeitung von Ingenieuraufgaben sein soll. Auf der andern Seite will er Grenzen ziehen, wie weit das Versuchswesen notwendig ist und ebenso wie die Mathematik die Voraussetzungen für die Lösung eines Problems schaffen soll. Beim Vergleich beider Hilfsmittel weist er darauf hin, daß der gesunde Menschenverstand bei der Lösung von Ingenieuraufgaben vielfach außer acht gelassen wird, weil der Ingenieur sich entweder einseitig mit mathematischen Ableitungen, das anderemal mit unnötigen Laboratoriumsversuchen abgibt und darüber sein eigentliches Ziel vergißt.

Man wird Swain mit seinen Ansichten recht geben müssen, wenngleich er in seinem Werke unbeachtet läßt, daß wir z. B. im Beton- und Eisenbetonbau gezwungen waren, durch Untersuchungen in Ingenieurlaboratorien Aufgaben nachzugehen, bei denen die Theorie allein uns nicht zum Ziele führte. Allerdings wurden gerade im Beton- und Eisenbetonbau Untersuchungen durchgeführt, die bei bloßer Überlegung hätten vermieden werden können. Die Untersuchungen sowohl im Laboratorium wie bei dem Bauwerk sollen immer die Denkarbeit ergänzen und nicht ersetzen, dann sind Laboratoriumsuntersuchungen für den Ingenieur von größtem Vorteil.

Der vorliegende erste Band umfaßt die technische Mechanik, die Festigkeitslehre einschließlich der Materialprüfungen und zwei sehr lesenswerte Kapitel über den Einfluß wiederholter Belastungen und über die Bruchtheorie.

Bei der Durchsicht des ersten Bandes merkt man, daß der Verfasser die Materie beherrscht und über große Literaturkenntnisse verfügt. Er beherrscht die grundlegenden deutschen Werke über Mechanik und Statik, war er doch vor Jahrzehnten ein Schüler deutscher Hochschulen. Er geht nicht kritiklos an den Aufgaben vorbei und sucht den Fehler, den manche Statikwerke aufweisen, zu vermeiden, indem er die Fühlung mit den Erfahrungen der Praxis nicht verliert.

Der zweite demnächst erscheinende Band, dem man mit Interesse entgegensehen kann, behandelt die Eigenheiten des Materials. Der dritte Band soll den Entwurf und die Theorie von Holz-, Eisen- und Mauerwerkskonstruktionen, der vierte Band die statisch unbestimmten Systeme behandeln.

Zu dem ersten Band ist noch zu erwähnen, daß er nicht nur Fragen des Bauingenieurs, sondern auch des Maschineningenieurs in seine Betrachtungen einschließt.

Der Geist des Buches spricht aus dem Vorspruch, den er aus einem Werke von Bacon seinem Buche mitgibt, welcher lautet:

„Lies nicht um zu widerlegen und zu widersprechen,
auch nicht um zu glauben und alles als gegeben hinzunehmen,
nicht um darüber zu schwätzen und zu diskutieren,
sondern um abzuwägen und zu beachten."

Das Buch von Swain ist auch der deutschen Fachwelt wärmstens zu empfehlen. E. P.

Das Wesen des Gußbetons. Eine Studie mit Hilfe von Laboratoriumsversuchen von Dr.-Ing. G. Bethke (und einem Vorwort von Prof. Dr. E. Probst). Mit 33 Textabbildungen. 58 S. Verlag von Julius Springer, Berlin 1924. Preis geh. 3,30 GM.

Im Rahmen der Forschungsarbeiten des Institutes für Eisenbeton an der Technischen Hochschule in Karlsruhe, das von Herrn Prof. Dr. E. Probst geleitet wird, hat Dr. Bethke ein Jahr lang Gußbeton systematisch auf den Einfluß seiner einzelnen Bestandteile untersucht, sich dabei derselben Einrichtungen bedienend, die die Praxis benützt. Die Ergebnisse hat er in dem obengenannten schlanken Heft von 58 Seiten in knappen, leicht faßlicher und bestimmt eindeutiger Weise zusammengestellt und besprochen und gibt damit allen Ratsuchenden eine ausgezeichnete Anleitung in die Hand, wie solche Versuche angefaßt und durchgeführt werden müssen, um praktisch brauchbare, einwandfreie Ergebnisse zu erhalten. Über das hinaus leuchtet er tief in das Wesen des Gußbetons hinein, zeigt was für Einfluß der Zusatz von Zement, Wasser, Sand und Kies, sowie die äußerst wichtige Kornzusammensetzung des Sandes — allgemein: die Konsistenz der Masse — auf die Gießbarkeit und die Eigenschaften des Gußbetons ausüben. An Hand von Tabellen und Kurven bespricht er die Prüfungen über die Konsistenz, Festigkeit und Elastizität, Schwinden, Dichte, Wasserdurchlässigkeit, Struktur und Einwirkung des Transportes, oft zu überraschenden Schlüssen kommend, die die alten Gewohnheiten der Praxis widerlegen.

Der Wert der Arbeit liegt darin, daß überall voraussetzungslos den Elementen auf den Grund gegangen wird, um das allgemeine Gesetz zu erkennen. Jeder Bauingenieur sollte diese grundlegende Studie lesen, ehe er weiter Gußbeton verarbeitet.

Ing. Paul Rühl, Zürich.

Ingenieurholzbauten bei der Reichsbahndirektion Stuttgart. Von Dr.-Ing. K. Schächterle, Oberbaurat. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 60. Preis geh. 6 RM.

Die vorliegende Veröffentlichung ist ein erweiterter Sonderdruck der in der Bautechnik 1924/25 veröffentlichten Abhandlungen über das oben genannte Thema von Oberbaurat Dr. Schächterle. Behandelt werden: Allgemeine Betriebserfahrungen mit Holzbauten, vorläufige Vorschriften für solche, Bauausführungen und Versuche über Holzverbindungen. Im besonderen sind die „Ausführungen" eingehend behandelt, und zwar flache Dachbauten im allgemeinen, mit ihren Berechnungsgrundlagen, alsdann der Versandschuppen, der Empfangs- und Zollschuppen der Bahnzollstelle auf dem Hauptbahnhofe Stuttgart, das Schutzdach für die Eilgutumladerampe an gleicher Stelle, der Magazinschuppen der Lokomotivwerkstätte Eßlingen, die Lokomotivhäuser in Stuttgart-Abstellbahnhof, Kornwestheim-Verschiebebahnhof und auf Bahnhof Kornwestheim, und die Kesselschmiede Eßlingen. Die Versuche über Holzverbindungen, veranlaßt durch die Reichsbahndirektion Stuttgart und ausgeführt in der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt, sind bestimmt, über die Wirkungsweise der Schrauben und Dübel beim Zusammenbau von Holzbaugliedern Klarheit zu schaffen und um sich unabhängig von besonderen i. d. R. geschützten Ausführungsarten zu machen. Recht bemerkenswert sind auch die auf Grund aller Erfahrungen und der Versuchsergebnisse im zweiten Teile der Schrift vom Verfasser aufgestellten Abnahme- und Herstellungsvorschriften. Sie gehen von dem durchaus richtigen Grundsatz aus, durch Steigerung der Anforderungen an einen guten Holzbau und strenge Vorschriften für die Güte dieser Bauart einzutreten und ihre Vertrauenswürdigkeit zu heben. Die vorliegende Veröffentlichung bringt viel Wertvolles und Grundlegendes für den Bauingenieur und führt ihn in bester Weise in die Grundzüge des wirklich neuzeitigen, bestens fortentwickelten Holzbaus ein. Deshalb wird der vorliegende, erweiterte Sonderabdruck auch allseitig Nutzen bringen und mit bestem Erfolg für eine Weiterbildung im konstruktiven Holzbau durchgearbeitet werden. M. F.

Der Weltkrieg der Andern. Politischer Roman v. E. Dannert. Mit einer Übersichtskarte. Verlag J. Neumann, Neudamm. Preis 2,50 RM., in Halbl. 3,50 RM.

Der Verfasser ist ein guter Kenner unserer alten Kolonien, und deren derzeitiges und künftiges Schicksal behandelt der politische Roman Dannerts. In seinem Mittelpunkte steht eine neuer europäischer Krieg, entbrannt anläßlich der Räumung der besetzten Reichsgebiete durch die Alliierten. In diesem Kriege behält zunächst Frankreich die Oberhand gegen England und seine Verbündeten. Die Hauptsache an dem Roman sind aber weniger die Begebenheiten, die sich im vorstehend kurz gezeichneten Rahmen abspielen, als vielmehr der Ernst der Lage, die für England und seine Sicherheit aus der gegenwärtigen Weltstellung Frankreichs spricht. Das Buch erscheint geeignet, im Inselreich vielen, die heute noch nicht sehen wollen oder können, die Augen zu öffnen und sie erkennen zu lassen, wie schon jetzt die englische Weltmacht überall eingeengt und behindert wird und wie die dauernd kriegerischen Maßnahmen Frankreichs gegen Deutschland in letzter Linie sich einmal ausschließlich gegen England richten werden. M. F.

Hermann Recknagels Kalender für Gesundheits- und Wärmetechnik. Taschenbuch für die Anlage von Lüftungs-, Zentralheizungs- und Badeeinrichtungen. Herausgeg. von Dipl.-Ing. Otto Ginsberg. 29. Jahrgang 1925. 352 S., 80 S. Kalendarium, 66 Abb., 132 Tafeln. kl. 8°. Leinen geb. 4 M.

Der seit fast drei Jahrzehnten erscheinende und bei den Heizungsingenieuren sehr beliebte Kalender für Gesundheitstechnik ist für 1925 als Kalender für Gesundheits- und Wärmetechnik erschienen. Der neue Titel drückt aus, daß der Inhalt, den heutigen Erfordernissen der Heizungstechnik Rechnung tragend, erheblich auf das Gebiet der Wärmewirtschaft erweitert worden ist. Hierdurch wird der Kalender, dessen Ausstattung gut und dauerhaft ist, für einen noch größeren Benutzerkreis als bisher wertvoll. Se.

Freytags Hilfsbuch für den Maschinenbau für Maschineningenieure sowie für den Unterricht an technischen Lehranstalten. 7. vollständig neu bearbeitete Auflage. Unter Mitarbeit von zahlreichen Fachleuten herausgegeben von Professor P. Gerlach. Mit 2484 in den Text gedruckten Abbildungen, 1 farb. Tafel und 3 Konstruktionstafeln (1502 S.). Verlag von Julius Springer, Berlin. Geb. 17,40 GM.

Das bekannte und weit verbreitete Hilfsbuch erscheint nunmehr, herausgegeben von Prof. Gerlach, in 7. Auflage. Sein Inhalt hat sich bei etwas erhöhter Seitenzahl gegenüber früheren Auflagen weitgehend verändert. Besonders die den grundlegenden Wissenschaften, Mathematik, Mechanik und Wärmelehre dienenden Abschnitte sind nicht nur äußerlich umfangreicher geworden, sondern sie sind durchweg vertieft und in leicht faßlicher, durch zahlreiche Beispiele erläuterter Form wissenschaftlich einwandfrei dargestellt. Bei der Wärmelehre wäre eine weitere Ausgestaltung des wichtigen Gebietes des Wärmeübergangs zu wünschen. Auch die verschiedenen den Kraftmaschinen gewidmeten Teile sind vollkommen neu bearbeitet, und es ist vieles, wenn auch noch nicht alles, Veraltete über Bord geworfen und durch Neues, dem heutigen Stand der Technik Entsprechendes ersetzt. Ein kurzer aber geschickt zusammengestellter Abschnitt über Abdampf- und Abwärmeverwertung ist neu eingefügt. In dem Teil über Wasserturbinen sind besonders eingehend die hydraulischen Vorgänge behandelt, dagegen vermißt man alle Angaben über die neuen Kaplan- und Propellerturbinen. Erfreulich ist die Berücksichtigung der Gebläse, Ventilatoren und Kompressoren, die in den meisten Taschenbüchern stiefmütterlich behandelt sind. Für die vorzügliche Ausstattung in Papier, Druck und Zeichnungen bürgt der Name des Verlags Springer. Die neue Auflage ist bestens dazu geeignet, den Kreis der Freunde des Freytagschen Hilfsbuches zu erweitern.

Pauer.

Das Bürohaus. Eine Sammlung von Verwaltungsgebäuden für Behörden, für Handel und Industrie. Herausgegeben von Prof. W. Franz-Charlottenburg. Heft Nr. 1.

Das vorliegende Heft enthält 1. in 3 Abschnitten die Entwicklung der Bürogebäude in Deutschland (von Dr.-Ing. Seeger-Berlin), 2. Neuzeitliche Büroeinrichtung (von Dr. Rohwaldt-Berlin), 3. Neubauten und Entwürfe (besprochen von Prof. W. Franz-Charlottenburg). Den Bauingenieur wird in erster Linie der kurze dritte Teil fesseln. Hier werden vorgeführt und erläutert: Das Chilehaus in Hamburg (Arch. Höger-Hamburg), ein Entwurf für ein Verwaltungsgebäude der Deutschen Werke A.-G., Berlin (Arch. Dr. Seeger), und das Hochhaus in Frankfurt a. M. (Arch. Fritz Voggenberger).

M. F.

Brücken in Eisenbeton. Ein Leitfaden für Schule und Praxis. Von C. Kersten, Studienrat, vorm. Oberingenieur. Teil III. Rechnungsbeispiele für Balkenbrücken mit 130 Textabb. Berlin 1925. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 4,80 GM., gebd. 6 GM.

Der vorliegende Teil III stellt eine Ergänzung zu Teil I (Balkenbrücken) dar. Er erleichtert die Nutzanwendung der Theorie des Verbundbaus auf Balkenbrückenberechnungen. Es werden behandelt Beispiele über die Berechnung von Balkenbrücken mit versenkter Fahrbahn, der Einspannung eines Balkens, von durchgehenden Trägern, z. T. einschließlich Berücksichtigung elastischer Lagerung, drehbarer Stützen und veränderlicher Trägheitsmomente (nach Ritter) bzw. mit Einflußlinien, hier u. a. auch mit Anwendung der Griotschen Tabellen; endlich wird eine Verladebrücke über vielen Öffnungen behandelt. Die Beispiele sind gut gewählt und in einwandfreier Art durchgerechnet; sie werden als Vorbilder für derartige Arbeiten auch von Studierenden des Bauingenieurwesens mit bestem Erfolge benutzt werden und seien deshalb diesen besonders empfohlen.

M. F.

Verwitterung in der Natur und an Bauwerken von Prof. Ing. Vincenz Pollack. Mit 120 Abb. und 1 Tafel. 1923. (Technische Praxis Bd. XXX.) Verlag von Julius Springer, Wien. Preis geb. 4,50 GM. 72 000 Kr. 1,10 Dollar.

Das wertvolle Werk tritt in erster Linie für Vorbeugungsmaßregeln gegenüber Schädigungen von Bauwerken ein, die sich nicht selten schon in den ersten Jahren ausbilden und auf Verwitterungsursachen verschiedenster Art beruhen. Auf breiter geologischer Grundlage aufgebaut, werden die Verwitterungsvorgänge an Gesteinen und in Beton in ihren sehr verschiedenen Ursachen und Erscheinungsformen, weiterhin die Mittel zur Verhütung dieser Zerstörungen ausführlich behandelt. Das Werk, durch viele Beispiele aus der baulichen Praxis wirkungsvollst unterstützt, füllt eine Lücke der technischen Literatur aus und gibt auf jede Frage, die sich mit der Verwitterung der Massivbauten befaßt, ebenso ausführliche als zuverlässige Auskunft; es kann daher zum Studium dem Architekten und Bauingenieur bestens empfohlen werden. Sie werden reiche Belehrung aus ihm schöpfen und so manchen Mißerfolg in der baulichen Praxis vermeiden lernen.

M. F.

Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung. Von Dr.-Ing. Albert Dörnen. Berlin 1924. Verlag von W. Ernst & Sohn.

Der Verfasser bezweckt mit seiner Arbeit, die Weiterentwicklung des Knotenpunktes und Stabanschlusses der Eisenkonstruktionen zu fördern und hierfür anzuregen. Er hat die hiermit verbundenen Fragen bereits zum Gegenstand seiner Karlsruher Dissertation gemacht und seine Vorschläge auch auf der Stuttgarter Tagung des deutschen Eisenbauverbandes zur Diskussion gestellt. Während sich das eiserne Bauwerk als Ganzes in seiner konstruktiven Gestaltung und in dem Nachweis seiner Sicherheit dauernd fortentwickelt, und der Werkstoff eine dauernde Vervollkommnung erfahren hat, brachte erst die Gegenwart Erfolge in der Erforschung der Spannungsverteilung in Knotenblechen und in den Anschlüssen von einfachen Stäben. Die Gesichtspunkte für die Ausführung sind seit den Tagen von Schwedler und Gerber bis heute die gleichen geblieben. Das für den technischen Fortschritt Entscheidende ist aber nicht allein die theoretische und versuchstechnische Erforschung des Bestehenden, sondern der Vorschlag zur Behebung erkannter Mängel. Als solcher will, wie mir scheint, die Arbeit des Herrn Dörnen aufgefaßt sein. Sie beginnt mit der Aufstellung der Forderungen, die an einen brauchbaren Nietanschluß zu stellen sind. Sie werden an der Hand von Versuchen erläutert, die zum Teil durch das staatliche Materialprüfungsamt in Lichterfelde, teils durch das bautechnische Laboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe ausgeführt worden sind. Sie beziehen sich im wesentlichen auf die Untersuchung der Übertragung der Stabkraft bei der üblichen Ausbildung der Anschlüsse, die Voraussetzungen für gleichförmige Spannungsverteilung im Querschnitt und die Mitwirkung der einzelnen hintereinander geschalteten Niete an der Aufnahme der Kraft. Für die Vorschläge des Verfassers sind die Ergebnisse über das Verhältnis der Lochleibungsfestigkeit zur maßgebenden Zugfestigkeit des Stabes entscheidend. Unter Verwendung von Stahlnieten hat sich die Zahl 3,5 im Durchschnitt ergeben, so daß der Verfasser die Zahl 3 für dieses Verhältnis als angemessen hält, zumal die Gleitung der Bauteile gegeneinander durch den härteren Baustoff trotz des höheren Lochleibungsdruckes eher vermindert als vergrößert wird. Aus diesem Ergebnis leitet Herr Dörnen die eine Möglichkeit einer Verbesserung des Stabanschlusses ab. Niete höherer Festigkeit sollen auf Grund des Nachweises eines erhöhten zulässigen Leibungsdruckes die Herabsetzung der erforderlichen Nietzahl und damit die Anordnung kleinerer Knotenbleche herbeiführen. Herr Dörnen beziffert die hiermit erreichbaren Ersparnisse auf 40 vH des für die Ausbildung der Anschlüsse erforderlichen Materials und der hierfür notwendigen Arbeit.

Die Verbesserung des Anschlusses durch die Verringerung des gegenseitigen Gleitens der Bauteile ist beachtlich. Sie erhöht zweifellos, was der Verfasser betont, die Güte des Anschlusses, da die durch den Schließdruck der Nieten zwischen den Bauteilen erzeugte Reibung die Scherspannung der Niete dauernd vermindert. Nach meiner Auffassung dürfen diese Vorzüge der härteren Nieten allerdings nur beigezogen werden, wenn bei Ausführung des Nietanschlusses die vom Verfasser in Aussicht genommenen Vorkehrungen „genau im Nietloch passende Niete und deren elektrische Erhitzung" die Gleitung der Bauteile auf ein Minimum herabsetzen. Ob diese Vorschläge sich z. Zt. in der Werkstatt Bahn brechen und ob hierfür die Kosten die erreichbare Verbesserung des Anschlusses aufwiegen, möchte ich zunächst bezweifeln.

Herr Dörnen erweitert hierauf seine Untersuchungen auf die Bewertung des Beiwinkels beim Anschluß des Stabes am Knotenblech. Auch hier liegen versuchstechnische Ergebnisse vor, nach denen die Bedeutung der Beiwinkel für die Überführung des Kraftstroms vom Stab in das Knotenblech, namentlich durch die behördlichen Vorschriften veranlaßt, erheblich überschätzt worden ist. Nach diesen Ergebnissen besitzen sie überhaupt nur Wert, wenn sie über das Knotenblech verlängert, zunächst selbst die erforderliche Steifigkeit an der Verbindung mit dem abstehenden Winkelschenkel erhalten und außerdem den ihnen zugedachten Kraftanteil dem Stabe entnehmen, bevor er durch die Nieten des Stabanschlusses dem Knotenblech bereits zugeleitet ist. Als Kriterium des richtigen Stabanschlusses bezeichnet Herr Dörnen mit Recht den versuchstechnisch herbeigeführten Nachweis der gleichförmigen Spannungsverteilung im Querschnitt.

Wirksame Beiwinkel bedeuten aus diesen Gründen eine Verteuerung des Anschlusses durch Mehraufwand von Baustoff und Löhnen. Aus diesen Gründen verdienen die Vorschläge des Verfassers Beachtung und Prüfung. Sie bestehen darin, den am Knotenblech einzuschließenden Teil der Winkeleisen zu schlitzen, so daß die Nietgruppe in zwei Teile zerfällt, denen die im anliegenden oder abstehenden Winkelschenkel enthaltene Kraft zugewiesen wird. Der Vorschlag besticht zunächst durch die größere Klarheit des Anschlusses, die auch versuchstechnisch nachgewiesen wird, da die Verteilung der Stabkraft wesentlich gleichmäßiger erfolgt, als wenn die Niete in einer ununterbrochenen Reihe angeordnet sind. Die Durchführung des Vorschlages ist bei der gegenwärtigen Entwicklung der Brenntechnik ohne große Kosten denkbar, die sich im wesentlichen aus der Bearbeitung der am Knotenblech anliegenden Fläche des geschlitzten Stabeisens ergeben würden. Leider ist es aber eine bekannte Tatsache, daß Querschnitte von Form- und Stabeisen, die Schlitze erhalten haben, für Mehrbeanspruchungen, wie sie durch Schwingungen und Stöße hervorgerufen sehr empfindlich werden sind. Der wesentliche Nachteil des neuartigen Stabanschlusses ergibt sich jedoch aus der Beanspruchung der Niete, welche die im abstehenden Schenkel fließende Kraft in das Knotenblech übertragen. Sie sind z. T. in der Schaftrichtung des Nietes auf Zug beansprucht. Diese Längskräfte rühren aus dem Versetzungsmomente her, das bei der Überleitung der im abstehenden

Schenkel fließenden Kraft in die im anliegenden Schenkel sitzenden Verbindungsteile erhalten wird. Die vom Verfasser bei seinen Versuchen vorgesehene Verlaschung der anliegenden Winkelschenkel zur Behebung des Nachteils setzt die Schlitzung des Knotenbleches voraus und würde bei Fachwerkträgern eine Schwächung des Knotenbleches an einer Stelle bedeuten, an der das vorhandene Material des Knotenblechs zumeist in vollem Umfange notwendig ist. Dies scheint mir für die Einführung des Anschlusses bei der konstruktiven Ausbildung der Fachwerkträger sehr hinderlich zu sein.

Aus dieser ausführlichen Beurteilung der Vorschläge Dr. Dörnens soll vor allem aber auch der Inhalt an Gedanken hervorgehen, die mit der vorliegenden kleinen Schrift der Fachwelt unterbreitet werden. Sie zeugt von dem Geist eines Ingenieurs, dem die Entwicklung des Fachgebietes, der seine Lebensarbeit gilt, am Herzen liegt. Sie stellt eine Bereicherung der Fachliteratur dar, die jedem warm empfohlen wird, der über die Verbesserung der Konstruktion des Eisenbaues nachdenken will. Dr. K. Beyer.

Dampfturbinen und Turbokompressoren. Von Dr.-Ing. H. Baer, Prof. a. d. Techn. Hochschule Breslau. Mit 130 Abb. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1924. Preis kartoniert 4,— G.-M.

Dieses sehr willkommene kleine neue Buch über die wichtigen Gebiete der Dampfturbinen und Turbokompressoren wird vielen Studierenden und auch den in der Praxis stehenden Ingenieuren willkommen sein. Mit Recht betont der Verfasser im Vorwort, daß ihm das Hauptziel der Ausbildung an den Technischen Hochschulen, die Studierenden zu schöpferischer, vorwärtsschreitender Ingenieurtätigkeit zu erziehen, bei der Abfassung vorschwebte. Er geht daher vorherrschend auf die aus den Grundlagen der Energieumwertung, dem Zweck, den Baustoffen und der Wirtschaftlichkeit sich ergebenden baulichen Gesichtspunkte ein und sucht das praktisch Erreichbare mit den Forderungen der Theorie zu vereinen. Die 4 Hauptabschnitte des zeitgemäßen Lehrbuches, das sich durch klare Darstellung und gute Figuren empfiehlt, behandeln der Reihe nach: die Energieumwertung in der Turbine und in der Kolbenmaschine (I); die Dampfturbine (II), mit 9 Unterabschnitten; die Turbogebläse und Kompressoren (III); Vergleich zwischen Turbomaschine und Kolbenmaschine. Ein Anhang bringt Berechnungsbeispiele zu einer Gleichdruckturbine und einem Turbokompressor. Im Rahmen von Teubners technischen Leitfäden ist die Neuerscheinung durchaus willkommen zu heißen, da sie namentlich Studierenden gute Dienste erweisen dürfte.

Dresden, Oktober 1924. E. Lewicki.

Die Verwendung des Kalkes in der Industrie von Hans Urbach. Verlag des Vereins Deutscher Kalkwerke EV., Berlin W 62. Preis 0,90 GM.

Die Reihe der Aufklärungsschriften über Kalkverwendung, die der obengenannte Verlag bereits herausgegeben hat, wird durch die vorliegende Schrift weiter ergänzt. Es wird besprochen die Kalkverwendung in der Hüttenindustrie (Eisen- und Stahlindustrie), in der chemischen Industrie einschl. Keramik und Glasindustrie, in der Bauindustrie (einschl. Zementherstellung) und in der Landwirtschaft. Von sachkundiger Seite klar bearbeitet, gibt der Leitfaden einen wertvollen Überblick über das weitverzweigte Gebiet der Kalkverwendung. M. F.

Der Mörtel in der Denkmalpflege. Von Geh. Baurat a. D. Paul Ochs. Verlag des Vereins Deutscher Kalkwerke. Preis 0,50 GM.

Die Schrift behandelt die Denkmalpflege nach der Seite des Mörtels: Mörtelverstrich der Fugen, Außenputz der Mauerflächen, Wiederherstellung schadhaften Mauerwerks und Fundamentsicherung. Im besonderen beschäftigt sich die Schrift mit den alten Baudenkmälern — und zwar nicht nur mit den Standbildern — und ist gerade in den Ausführungen bedeutungsvoll, die sich auf die Erhaltung und Wiederherstellung alter Bauten beziehen und die wertvolle Rolle besprechen, die hierbei gerade der Mörtel spielt oder spielen sollte. M. F.

Leitfaden der Chemie. Von Dr.-Ing. Dieckmann, Baurat a. D. (Aus der Sammlung: Der Unterricht an Baugewerkschulen.) Verlag B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1924. Karton. 1,20 GM.

Der Leitfaden erfüllt den Zweck bestens, für den er verfaßt ist, eine Vorbereitung für den Unterricht in Baustoffkunde zu bilden und die hierfür notwendigen chemischen Kenntnisse zu übermitteln. Als Anhang ist eine gedrängte Übersicht über die organische Chemie gegeben. Für Baugewerkschulen sei der Leitfaden bestens empfohlen. M. F.

Das Materialprüfungswesen unter besonderer Berücksichtigung der am staatl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Dahlem üblichen Verfahren im Grundriß dargestellt, 2. neubearbeitete und erweiterte Auflage, herausgegeben von Prof. Dipl.-Ing. K. Memmler. Verlag von Ferdinand Enke, Stuttgart 1924, Preis 23,40 M. geh.

Das in erster Auflage von dem verstorbenen Mitarbeiter des Materialprüfungsamtes Prof. Hinrichsen herausgegebene Werk ist nunmehr in zweiter Auflage erschienen in einer vollständigen Neubearbeitung von dem Abteilungsvorstand des Materialprüfungsamtes Prof. Memmler. Prof. Memmler legt Wert darauf, daß auch in dem Titel zum Ausdruck komme, daß es sich hier um einen Ratgeber und nicht um ein Handbuch handle, was auch vollkommen berechtigt erscheint.

Aus den langjährigen, vielseitigen Erfahrungen an dem staatlichen Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem heraus entstanden, stellt das Werk einen Leitfaden dar über die in diesem Amte üblichen Methoden für die Prüfung von Materialien verschiedener Art. Nach einer Einleitung, welche von dem Herausgeber selbst verfaßt ist, mit einem Überblick über das gesamte Gebiet der Materialprüfungen, legt der Mitarbeiter des Amtes Dr. Schulze in einem besonderen Abschnitt die Bedeutung der Materialprüfung als technisch-wirtschaftlichen und volkswirtschaftlichen Kulturfaktor dar.

In einem weiteren allgemeinen Abschnitt behandelt Prof. Memmler Ziele und Aufgaben sowie Organisation des Amtes selbstverständlich auch unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse in Berlin-Dahlem.

In dem speziellen Teil werden folgende Kapitel behandelt unter besonderer Berücksichtigung der mechanischen, physikalischen und chemischen Prüfungsmethoden, wie sie in Dahlem üblich sind. Es sind Abschnitte „Über die mechanische, metallographische und chemische Prüfung der Metalle" von dem bekannten Mitarbeiter des Amtes Prof. Dr. Bauer, „Über Baumaterialien" von dem im Bauwesen wohlbekannten Prof. Burchartz. Weitere Abschnitte behandeln die Prüfung von Schreibmaterial einschließlich Papier, Tinte und Leim, ferner die Prüfung von Textilwaren, von Heizmaterial, Ölen und Fetten, von Kautschuk, Leder, von Isolierstoffen, Farben usw.

Aus diesem kurzen Hinweis auf die Inhaltsangabe ist zu ersehen, über welche Art von Prüfungen einschließlich Prüfungsmaschinen und Feinmeßinstrumenten der Fachmann hier unterrichtet wird. Das Werk kann allgemein empfohlen werden als der Niederschlag von Erfahrungen eines Instituts, dem durch eine lange Reihe von Jahren die Möglichkeit gegeben war, die Materialprüfung in allen Einzelheiten zu pflegen. E. P.

Beiträge zu einer dynamischen Theorie des Eisenbahnoberbaues. Von Dr.-Ing. Dreyer, Regierungsbaurat. Verlag Johs. Albert Mahr, München. Preis 3 M.

So einfach das Gebilde des aus Schienen und Querschwellen bestehenden Oberbaues ist, so wenig einfach ist die Erfassung des Kräftespiels eines mit veränderlichen Lasten befahrenen Gleises sowie die Ermittlung der Spannungen und die Prüfung der Zweckmäßigkeit der Abmessungen im Vergleich zu den in der Praxis bewährten Konstruktionen. Wenn ja auch derartige Untersuchungen sich stets auf zuverlässige Erfahrungs- und Beobachtungsergebnisse aufbauen müssen, so können diese Erkenntnisse erst in zweckmäßiger Weise ausgenützt werden, wenn sich auf dieser Grundlage eine wissenschaftliche Theorie aufbaut, die einen möglichst zutreffenden Einblick in das tatsächliche Spiel der Kräfte gewährt.

Für die dynamische Theorie des Oberbaues geht der Verfasser von dem Mittelfeld eines auf 4 elastischen Stützen ruhenden Balkens aus. Um den Verlauf der Schwingungen kennen zu lernen, stelle man sich den kontinuierlichen Schienenträger außerhalb des Bereichs der Schienenstöße als stetige Aufeinanderfolge des Mittelfeldes eines Trägers auf 4 Stützen vor. Die elastische Kraft der Schwingung ist dann periodisch mit dem Schwellenabstand. Die Bahnkurve für die bewegte Last, dargestellt durch eine Differentialgleichung II. Ordnung, überführt der Verfasser unter Berücksichtigung gewisser Eigenschaften der elastischen Kraft im Eisenbahnoberbau in ein System von einander überlagernden Schwingungen mit konstanter Elastizitätsstärke, deren Differentialgleichungen ohne Schwierigkeit integriert werden können. Dieses Verfahren gestattet nicht nur die Veränderlichkeit der äußeren Kräfte zu berücksichtigen, sondern es gewährt auch Einblick in gewisse Wechselbeziehungen zwischen Gleis und rollendem Material.

Den Berechnungen wurde das bekannte Winklersche Gesetz vom Druck und elastischen Verhalten der Bettung zugrunde gelegt. Durch eine genauere Kenntnis des Verhaltens der Bettung unter dem schnellen Lastwechseln des Betriebes würde die dynamische Theorie des Oberbaues, die durch die scharfsinnige Abhandlung Dreyers eine wertvolle Bereicherung erfahren hat, noch wesentlich gefördert werden. Dann würde Aussicht bestehen, daß man in absehbarer Zeit aus dem handwerksmäßigen Konstruieren zu einer auf wissenschaftlicher Grundlage beruhenden Durchbildung des Oberbaues gelangt.

Dem vorzüglich ausgestatteten Buch wird eine weitgehende Verbreitung gewünscht. W. Müller, Dresden.

Der Kleinwohnungsbau und die Betonbauweisen. Zement-Verarbeitung Heft 15. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1924. Herausgeber Baurat Dr.-Ing. Riepert.

Die Schrift behandelt auf rd. 80 Seiten: die Ziele des Wohnungsbaues, die Arten der Bebauung und die Betonbauweise. In letzteren Hauptabschnitte werden vorgeführt: die Betonvollsteinbauweise, die Hohlsteinbauweise, die fugenlose oder Massivbauweise. Der klar geschriebene Text wird überall durch wirkungsvoll erläuternde Abbildungen bestens unterstützt. Allen denen, die mit Kleinwohnungsbau zu tun haben, seien die Ausführungen in technischer und wirtschaftlicher, daneben aber auch in künstlerischer Hinsicht als sehr beachtlich empfohlen. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

// DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 25. Mai 1925 Heft 10

Müller-Breslau †.

„Möge Ihre ungebrochene Schaffenskraft weiterwirken, der heiße Forscheratem weiterglühen, wenn auch ein rauhes Gesetz Sie von der Stätte Ihrer Lehrtätigkeit bannt. Wir sehen auch weiter in Ihnen unseren Führer. Wir wiederholen den Wunsch, den wir schon vor 10 Jahren aussprachen: Möge es uns vergönnt sein, Sie noch lange an unserer Spitze zu sehen!"

So konnten wir am 13. Mai 1921 zum 70. Geburtstag schreiben. Unser Wunsch hat sich nicht erfüllt. Am 23. April ist Heinrich Müller-Breslau von dem grausamsten Feind der Menschheit dahingerafft worden. Im Herbst des vergangenen Jahres stand er noch in voller Frische des Körpers und Geistes unter uns und las zum ersten Male nach seiner Entbindung von seinen Amtspflichten „Ausgewählte Kapitel aus der Statik", in denen er uns noch vieles sagen wollte.

Wieder ist ein Mann von uns gegangen, der mit zu den Schöpfern der deutschen Technik gehörte. Im Geburtsjahr des Deutschen Reiches beginnt seine Lebensarbeit. Über 50 Jahre hat er an der Statik der Baukonstruktion und am Brückenbau mit unerschöpflicher Schaffenskraft gebaut und reiche Erfolge und seltene Ehrungen geerntet. Heute wirken zahllose Schüler an der Erhaltung seines Werkes. — Bei seinem 70. Geburtstag ist an dieser Stelle ein Umriß seines wissenschaftlichen und technischen Schaffens gezeichnet worden. In der Geschichte der Technik wird das Werk und sein Schöpfer weiterleben, so lange es noch deutsche Arbeit gibt.

Heute, unter dem Eindruck des Verlustes, wollen wir uns noch einmal das Bild des ganzen Menschen einprägen.

Müller-Breslau war eine seltene Vereinigung eines praktischen Ingenieurs und eines wissenschaftlichen Forschers. Die mathematischen Betrachtungen in der Festigkeitslehre führte er bis zu der Durchsichtigkeit und Einfachheit, daß sie der im wirtschaftlichen Leben gedrängte Ingenieur auch anwenden konnte. Mit einem Scharfblick ohne gleichen setzte er bei allen Untersuchungen an der richtigen Stelle mit Näherungsrechnungen ein, so daß brauchbare Ergebnisse für die Praxis heraussprangen.

Diese Eigenart finden wir auch in seinen Lehrbüchern und ihr verdanken sie die große Wirksamkeit.

Müller-Breslau war durch seine sprühende Lebendigkeit des Geistes und der Sprache, seine eindringliche, klare Darstellung ein glänzender Lehrer, der allerdings hohe Anforderungen an die Aufnahmefähigkeit seiner Hörer stellte. Wer unter den leuchtenden Augen des Mannes in der Blüte seiner Jahre gesessen hat, wird das packende Bild auf dem Katheder nie vergessen.

Müller-Breslau war der rastlose Arbeiter, der sich nie versagende Ratgeber bei allen schwierigen Ingenieur-Aufgaben in Deutschland und vor dem Kriege auch draußen in der Welt, der nur eine Erholung brauchte, eine Wanderung hinauf in seine geliebten Berge.

Müller-Breslau war vielen, die ihm in seinem Leben nahe traten, ein hilfsbereiter, liebenswürdiger, warmherziger Freund. Sein herrlicher Kopf mit dem gewinnenden Lächeln, seine jugendliche Frische, besonders in wissenschaftlichen Unterhaltungen, bezauberten jeden, der das Glück hatte, in seinen Bannkreis zu treten.

So wird Müller-Breslau nicht bloß in der Geschichte der Technik, so wird er in unseren Herzen weiterleben!

A. Hertwig.

FORTSCHRITTE IM BAU VON MASSIVKUPPELN.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 23. Februar 1925 zu Berlin.

Von Obering. Dischinger der Dyckerhoff & Widmann A.-G. Biebrich a. Rh.

Schon kurz nach Christi Geburt entstand das Meisterwerk der altrömischen Baukunst, das Pantheon in Rom mit einer Kuppelspannweite von 44 m, einer Spannweite, die erst in allerneuester Zeit durch die Eisenbetonkuppel der Breslauer Jahrhunderthalle überboten wurde. Der nächste bemerkenswerte Bau ist die im 6. Jahrhundert unter Kaiser Justinian in Konstantinopel erbaute Sophienkirche mit einer Spannweite von 31,5 m.

Ein Jahrtausend lang stockte dann die Weiterentwicklung des Kuppelbaues. Dann folgte eine neue Blüte im Bauwesen. Es entstand der bekannte Bau des Domes in Florenz im 15. Jahrhundert, dessen Kuppel eine Spannweite von 42 m besitzt, im 16. Jahrhundert die Peterskirche in Rom mit einer Spannweite von 40 m, und im 17. Jahrhundert die St. Pauls-Kathedrale in London mit einer Spannweite von 33 m. Zu gleicher Zeit entstanden im Osten unter der Herrschaft der Türken eine ganze Reihe hervorragender Kuppelbauten für Moscheen, die noch heute Zeugnis von der hoch entwickelten Baukunst der Türken ablegen.

Diese Kuppelbauten der früheren Zeit sind um so bewunderungswürdiger, als den damaligen Baumeistern keinerlei zugfestes Material und auch keine genaueren Berechnungsmethoden zur Verfügung standen.

Durch die rasche Entwicklung des Eisenbetons in der Neuzeit wurde das für den Massivkuppelbau notwendige zugfeste Material geschaffen. Infolgedessen hat auch der

Abb. 1. Das fertig montierte Netzwerk der 16 m weit gespannten Planetariumskuppel auf dem Dache eines der Fabrikgebäude von Zeiss, mit Menschen belastet.

Massivkuppelbau in den letzten Jahrzehnten einen neuen Aufschwung genommen, und zwar angeregt durch die weitgespannten eisernen Kuppelbauten, von denen die größten, die Ausstellungskuppel in Lyon eine Spannweite von 110 m und die Rotunde in Wien eine Spannweite von 102 m besitzen. Dadurch ist es auch erklärlich, daß sich der Massivbau in seiner statischen Berechnung und Konstruktion weitgehend an die Eisenkonstruktionsmethoden anlehnte. Eine große Anzahl und insbesondere die weitgespanntesten Eisenbetonkuppeln bestehen aus radial angeordneten Bindern, die oben durch einen Druckring und unten durch einen Zugring gefaßt sind,

Abb. 2. Absprengerei der Fa. Schott & Gen., Jena. Kuppel mit Spannweite von 40 m, Stich 7,869 m.

zur Verminderung der Momente in den Bindern wurden gewöhnlich noch ein oder mehrere Zwischenringe eingelegt.

Die größte dieser Massivkuppeln ist die bekannte Kuppel der Breslauer Jahrhunderthalle[1]) mit einer Spannweite von 65 m. Das Eigengewicht derartiger Rippenkuppeln wächst sehr rasch mit der Spannweite, so daß bei großen Spannweiten Eisenbetonmassivkuppeln gegenüber eisernen Kuppeln unwirtschaftlich werden; auch ist die Herstellung selbst infolge der schwer übersehbaren Ausrüstungsspannungen, die im folgenden noch besprochen werden, mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden. Der Grund für das große Eigengewicht und damit für die Unwirtschaftlichkeit derartiger Rippenkugeln ist darin zu suchen, daß sowohl in den Bindern, wie auch in den Ringen erhebliche Biegungsmomente auftreten, die kräftige Querschnitte erforderlich machen.

Viel geeigneter wie Rippenkuppeln sind die Schalenkuppeln für die Herstellung großer Spannweiten in Massivkonstruktion, weil in Schalenkuppeln mit geringer Wandstärke und bei sachgemäßer Wahl der Randbedingungen fast keine Biegungsmomente senkrecht zur Schale auftreten. Infolge Wegfalls dieser Biegungsmomente kann man mit sehr geringen Schalenstärken auskommen und die Druck- und Zugfestigkeit des Eisenbetons in sehr wirtschaftlicher Weise ausnützen. Es sind bis heute eine große Anzahl derartiger Schalenkuppeln hergestellt worden. Die durch die Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Karlsruhe, ausgeführte Innenkuppel der Kirche St. Blasien[2]) ist die flachste und wohl auch die kühnste der bisherigen Ausführungen. Sie hat eine Spannweite von ca. 34 m bei einem Stich von nur 5,25 m. Der mittlere Teil der Kuppel ist als Schale mit einem Krümmungsradius von 23,1 ausgeführt, der äußere Teil der Kuppel dagegen als Zeltdach.

---

[1]) Siehe „Armierter Beton", Jahrgang 1913, Heft 2, 4, 5, 6; Jahrgang 1914, Heft 1, 2, 3.

[2]) Siehe Mitteilungen der „Deutschen Bauzeitung" 1912, Nr. 11 und 12.

Sieht man von den Einflüssen des Windes und der Schneelast ab, die bei Kuppelbauten immer verhältnismäßig gering sind, und nimmt an, daß die Schalenkuppel nur durch Eigengewicht belastet wird, dann sind, wie leicht nachzuweisen ist, die Spannungen in der Kuppel vollständig unabhängig von der Dicke der Schale selbst, d. h. Schalenkuppeln lassen sich theoretisch mit Rücksicht auf die Spannungen allein ganz beliebig dünn ausführen, eine Begrenzung ist nur gegeben durch die Knickfestigkeit der Schale selbst.

Mit Rücksicht jedoch auf die Spannungen, die in Schalenkuppeln durch die Ausrüstung und auch infolge ungenauer Ausführung der Kuppelfläche entstehen, ist es nicht möglich, die Schalendicke so dünn zu wählen, wie es der statische Nachweis und die Knicksicherheit erforderte. Es ist demnach also von wesentlicher Bedeutung, diese Ausrüstungsspannungen zu vermeiden und die Kuppelfläche mit mathematischer Genauigkeit herzustellen.

Durch das Zusammentreffen von drei wesentlichen Erfindungen in den letzten Jahren sind nunmehr diese Forderungen erfüllt, und es können heute weitgespannte Massivkuppeln bei sehr geringem Eigengewicht und mathematisch genauer Form und unter Vermeidung von Ausrüstungsspannungen hergestellt werden.

Herr Dr. Bauersfeld der Firma Carl Zeiss, Jena, der Erfinder des durch die verschiedenen Zeitungsnotizen bekannten Planetariums, sah sich vor die Aufgabe gestellt, auf dem Dache eines der Fabrikgebäude von Zeiss für Versuchszwecke einen Kuppelbau zur Darstellung des Himmelsgewölbes zu errichten.

Da die Konstruktion mit Rücksicht auf den schon vorhandenen Bau sehr leicht gehalten werden mußte, kam Herr Dr. Bauersfeld auf die Idee, diese 16 m weit gespannte Kuppel von der Form einer Halbkugel mittels eines leichten eisernen Netzwerkes herzustellen, dessen Stäbe im Dreiecksystem aneinander gereiht und durch ein einfaches Schloß miteinander verbunden werden sollten. Wegen Überführung des Netzwerkes in eine Kugelschale setzte sich dann Zeiss mit der Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Verbindung. Die weitere Durcharbeitung dieses patentierten Kuppelbausystems erfolgte dann in Zusammenarbeit der beiden Firmen.

Abb. 3. 40 m weit gespannte Kuppel der Fa. Schott & Gen., Jena. Das mit Menschen belastete Netzwerk von unten aus gesehen.

Zwei weitere schon vorhandene Erfindungen, das Torkretverfahren und der hochwertige schnell erhärtende Zement, machten es möglich, dieses Gerippe in kurzer Frist in Eisenbeton einzuhüllen, ohne Verwendung einer festen Unterrüstung und Schalung. In Abb. 1 ist das fertig montierte Netzwerk aus dünnen Flacheisenstäben, die eine durchschnittliche Länge von ca. 60 cm besitzen, zu erkennen. Die Kuppel hat die Form einer Halbkugel und ist auf einem zylindrischen Unterbau aufgesetzt, der ebenfalls in Netzwerkkonstruktion hergestellt ist.

Von Interesse ist die Stabeinteilung. Es war hierbei Prinzip, möglichst gleich große Stablängen zu erhalten, damit die Eisenmenge möglichst gleichmäßig über die ganze Fläche verteilt wird. Der Stabeinteilung liegt ein 20-Flächner zugrunde, dessen Flächen wiederum so untergeteilt sind, daß auch möglichst wenig Stäbe verschiedener Längen entstanden. Insgesamt wurden für die Kuppel benötigt 3840 Stäbe und 51 verschiedene Stabsorten. Trotzdem das Netzwerk nur ein Gewicht von 9 kg/m² besitzt, ist es befähigt, die ungleichmäßig verteilte Last einer größeren Anzahl Menschen ohne merkbare Deformation zu tragen. Die Steifigkeit des Netzwerkes ist um so bemerkenswerter, wenn man berücksichtigt, daß 9 kg Eisen nur einer durchschnittlichen Blechstärke von ca. 1,1 mm entsprechen und das Gesamtgewicht der 400 m² umfassenden Kuppelfläche nur 3600 kg beträgt. Dieses außerordentlich geringe Gewicht ermöglicht eine sehr einfache Montage. Die Montage wird vom Scheitel aus begonnen, und mit Fortschreiten der Montage wird das Gerippe mittels eines Bockgerüstes allmählich in die Höhe gehoben, so daß die Montage ständig vom Boden aus erfolgen kann.

Abb. 4. 40 m weit gespannte Kuppel der Fa. Schott & Gen., Jena. Die fertig torkretierte Kuppel mit Aussparung für Sternprismen.

Bei der großen Anzahl der Stäbe und bei ihrer geringen Länge haben die einzelnen Stäbe eines Knotenpunktes nur sehr geringe Winkelabweichungen von der Tangentialebene. Um die leichte Montage und eine gleichmäßige Spannungsverteilung zu ermöglichen, ist es notwendig, die Stablängen und auch die Scheiben der Schlösser mit außerordentlicher Genauigkeit herzustellen. Die Herstellung erfolgte mit einer Genauigkeit, wie sie nur in einer optischen Anstalt üblich ist. Die Stäbe wurden auf $^1/_{10000}$ ihrer Länge genau hergestellt. Der Knotenpunkt besteht aus zwei Scheiben mit ringförmigen Einfräsungen, in die die entsprechend gestanzten Enden der Stäbe eingreifen. Die beiden Scheiben des Knotenpunktes werden durch Schrauben zusammengehalten. Bei der Fräsung der Scheibe wurde die geringe Winkelabweichung der an einen Knoten angreifenden Stäbe in der Fräsung mitberücksichtigt. Nur durch diese große Genauigkeit in der Herstellung des Netzwerkes kann erreicht werden, daß das Gerippe wie ein homogenes Blech, d. h. als Membran wirkt und diese hohe Tragfähigkeit besitzt.

Das Eintorkretieren des Netzwerkes erfolgt vom Äquator aus in einzelnen Ringen. Durch diesen Arbeitsfortschritt in einzelnen Ringen wird das Netzwerk nur wenig belastet, weil

die schon erhärteten Ringe befähigt sind die neu aufgebrachte Last zu übernehmen, so daß nur sehr geringe Spannungen in dem noch nicht torkretierten Netzwerk entstehen.

Um dem Torkretbeton einen guten Halt zu geben, wird das Netzwerk mit einem starken Drahtgewebe überzogen. Die Stärke des Torkretbetons beträgt nur 3 cm, an den Netzwerkstäben jedoch wird zwecks besserer Einhüllung und um aus

Abb. 5. Kuppel für das städtische Planetarium in Jena. Spannweite 25 m. Das fertig montierte Netzwerk mit Drehgerüst.

besonderen Gründen das Netzwerk von außen sichtbar zu machen, der Beton verstärkt. Die Torkretierung erfolgt von außen mittels beweglicher Schalungstafeln, die an der Innenseite des Netzwerkes mittels Drähten angehängt werden. Das Versetzen der beweglichen Schalungstafeln erfolgt mittels eines Dreharmes, dessen Drehpunkt im Mittelpunkt der Kugel gelagert ist.

Eine zweite wesentliche Ausführung ist die Kuppel für die Absprengerei der Fa. Schott & Gen. in Jena. Die Kuppel hat eine Spannweite von 40 m bei einem Stich von 7,869 m. Die Kuppel ist nach einer Kugel mit dem Radius 28,28 geformt. Die zentrale Beschickung der Absprengerei und die gute gleichmäßige Beleuchtung waren maßgebend für die Ausführung dieses Fabrikgebäudes in runder Form (Abb. 2).

Das Netzwerk besteht aus denselben dünnen Flacheisenstäben wie bei der eben beschriebenen Kuppel. Mit Rücksicht auf die große Spannweite dieser Kuppel war es notwendig, die Montage des Netzwerkes vom Zugring aus vorzunehmen; um die Montage möglichst einfach zu gestalten, wurde der Einteilung des Netzwerkes das Parallelkreissystem zu Grunde gelegt. Beim Parallelkreissystem ist allerdings die Verteilung der Eisenmenge nicht so gleichmäßig wie bei dem erst beschriebenen Netzwerk und auch die Stablängen weisen größere Unterschiede auf, jedoch sind diese Nachteile nicht sehr wesentlich gegenüber den Vorteilen der einfachen und raschen Montage und sind statisch von ganz unwesentlicher Bedeutung.

Für die Montage wurde ein leichtes hölzernes Drehgerüst benutzt, das in der Mitte in einem Drehzapfen und an den Enden auf Rollen gelagert war. Trotzdem das Netzwerk bei Frost montiert wurde, war die Montage in drei Wochen fertig. Bei warmer Witterung hätte die Montage fast in der halben Zeit erledigt werden können. Die Montage erfolgte vom Drehgerüst aus vollständig frei ohne weitere Unterrüstung.

Infolge der großen Genauigkeit in der Bearbeitung des Netzwerkes ergaben sich keinerlei Schwierigkeiten bei der Montage, auch nicht beim Schließen der Kuppel am Scheitel, wo solche am meisten zu erwarten waren. Wie sehr aber die Genauigkeit bei der Bearbeitung eine Rolle spielt, zeigte sich darin, daß eine Stabreihe, bei der ein Rechenfehler von 1 mm unterlaufen war, die Form der Kuppel so beeinflußte, daß diese Stabreihe wieder entfernt und durch eine Stabreihe von richtiger Länge ersetzt werden mußte. Besonders interessant ist Abb. 3, in der das mit Menschen belastete Netzwerk von unten zu sehen ist. Auch in der Wirklichkeit erscheinen die Menschen in dem dünnen Netzwerk wie Mücken in einem Spinnwebennetz. Auch dieses Netzwerk wiegt nur 9 kg/qm, entsprechend 1 mm Blechstärke. Trotz des großen Krümmungsradius von 28,28 m ist das Netzwerk steif genug, um die Last einer großen Anzahl Menschen zu tragen. Die Oberfläche der Kuppel beträgt 1400 qm, das Gesamtgewicht demnach ca. 13 t.

Mit Rücksicht auf die erheblich größeren Spannungen dieser flachen Kuppel und auf die Knicksicherheit der Schale war es notwendig, diese in einer Stärke von 6 cm auszuführen. Um einen guten Zusammenhang im Beton zu schaffen, und zur Aufnahme der Temperaturspannungen infolge einseitiger Erwärmung der Schale wurde das Netzwerk oben wie unten durch sich kreuzende 5-mm-Eisen verstärkt (insgesamt 3 kg pro qm). Diese Rundeisen dienten auch zugleich dazu, dem Beton beim Torkretieren den nötigen Halt zu geben und ersetzten das Drahtgewebe, das bei der 16 m weit gespannten Kuppel verwendet worden war. Die Überdeckung der Rundeisen beträgt au[f] jeder Seite noch 1 cm. Dieser Abstand konnte sehr genau eingehalten werden, weil die Schalungstafeln anliegend an di[e] Schraubenbolzen der Schlösser sehr genau befestigt werden konnten. Die Torkretierung erfolgte ebenfalls von auße[n] in horizontalen Ringen und um eine gute Verbindung de[r] einzelnen Betonringe zu erhalten, wurde jeder Ring zuers[t] nur in der halben Schalenstärke torkretiert, die dann zugleic[h] mit der Torkretierung des nächsten Ringes zur vollen Stärk[e] ergänzt wurde. Infolge Verwendung von Dyckerhoff-Doppe[l]zement erfolgte die Herstellung in sehr kurzer Zeit. Es konnt[e]

Abb. 6. Kuppel für das städtische Planetarium in Jena. Spannweite 25 m. Das Netzwerk von innen. Versetzen der Schalungstafeln nach Torkretierung des I. Ringes.

jeden Tag ein Ring fertiggestellt werden, so daß für die ga[nze] Torkretierung nur etwas mehr wie drei Wochen benötigt war[en].

Aus architektonischen Gründen wurde das Oberli[cht] der Laterne noch ergänzt durch Sternprismen. Um ein Z[er]springen dieser Prismen infolge des verschiedenartigen Druc[ks] in der meridionalen und Ringrichtung zu vermeiden und [mit] Rücksicht auf die Schwierigkeiten beim Torkretieren wurd[en] diese Prismen nicht mit eintorkretiert, sondern Aussparung[en] in Dreieckform vorgesehen und die Prismen in einer besonde[ren] Platte über der Kuppelschale liegend, einbetoniert. Abb [...] zeigt die fertig torkretierte Kuppel und die dreiecksförmig[en]

dem Stabnetz angepaßten Aussparungen für das Einsetzen der Sternprismen. Die Abdeckung und Isolierung der dünnen Dachhaut erfolgte mittels Torfoleumplatten in Mörtel verlegt. Auf den Torfoleumplatten wurde ein $1\frac{1}{2}$ cm starker Torkret-Estrich aufgebracht und auf diesem die teerfreie Pappe aufgeklebt.

Besondere Aufmerksamkeit wurde darauf gewandt, einwandfreie Wand- und Auflagerbedingungen zu schaffen. Bekanntlich liegt bei Kuppeln, die die Form einer Kugel haben, die Bruchfuge, d. h. der Übergang der Ringdruck- zu den Ringzugspannungen bei einem Öffnungswinkel von ca. 51°[1]). Flache Kuppeln haben deshalb nur Druckspannungen und infolgedessen das Bestreben, sich zusammenzuziehen, während

Abb. 7. Kuppel für das städtische Planetarium in Jena. Spannweite 25 m. Außenansicht. Torkretieren des II. Ringes.

er Zugring das umgekehrte Bestreben hat, sich auszudehnen. Infolge dieser Zwängungen entstehen Biegungsspannungen in er Schale. Diese Randzwängungsspannungen, soweit sie das igengewicht betreffen, wurden zum großen Teil beseitigt urch entsprechende Wahl der Meridiankurve. Immerhin ntstehen aber noch Zwängungsspannungen infolge der verchiedenartigen Erwärmung der Schale und des Zugringes.

Das Randspannungsproblem ist deshalb von außerordentcher Bedeutung für die Herstellung flacher Kuppeln. Bei elegenheit dieses Kuppelbaues für die Firma Schott wurde ieses Problem im Zeisswerk theoretisch eingehend bearbeitet nd auch eine große Anzahl Versuche gemacht, und es gelang errn Dr. Geckeler, Jena, eine einfache und übersichtliche ösung dieser Aufgabe. Eine Veröffentlichung dieser Arbeit ird in kurzer Zeit erfolgen.

Sehr wichtig ist es auch, den Zugring richtig zu lagern, um wängungserscheinungen in der Schale und Biegungsspannungen n Zugring zu vermeiden. Infolge seiner Zugspannungen und folge von Temperaturwirkungen hat der Zugring das Bereben, sich in einen Kreis von größerem bezw. kleinerem adius zu verwandeln. Um diese Bewegung zu ermöglichen, der Zugring auf Pendelsäulen aufgelagert, die eine freie ewegung des Ringes in radialer Richtung gestatten, in Richng des Zugringes selbst aber ein sehr großes Trägheitsmoment sitzen, um horizontale Kräfte aufnehmen zu können und den igring von Biegungsmomenten infolge Wind- und Schneelastungen zu befreien. Durch diese Pendelsäulen, die nur ne Bewegung in radialer Richtung ermöglichen, ist der Zugg gezwungen, ständig seine Kreisform beizubehalten, es nnen deshalb in ihm auch keine wesentlichen Biegungsomente auftreten, die den Zugring aus der Kreisform zu egen versuchen.

[1]) Siehe Handbuch für Eisenbeton, Band Kuppelbau. Foeppl, ang und Zwang.

Die statischen Berechnungen für diese außerordentlich kühne Konstruktion wurden durch Herrn Professor Spangenberg, München, geprüft und begutachtet. Die Kühnheit der Konstruktion fällt am meisten ins Auge, wenn man bedenkt, daß die Dicke der Schale nur ca. $^1/_{600}$ der Spannweite beträgt.

Eine dritte Ausführung, welche ebenso wie die vorbeschriebenen von der Niederlassung Nürnberg der Dyckerhoff & Widmann A.-G. durchgeführt wurde, ist gleichfalls in Jena zur Ausführung gekommen. Es handelt sich um einen Kuppelbau von 25 m Spannweite für das städtische Planetarium. Die Kuppel hat die Form einer Halbkugel, die auf einem zylindrischen Unterbau aufsitzt. Die Kuppel wurde in gleicher Weise hergestellt, wie die 40 m weit gespannte Kuppel bei Schott und zwar ebenfalls in einer Stärke von 6 cm. Das Netzwerk hat dieselbe Stärke wie das der vorher beschriebenen Kuppel. Das Netzwerk, das eine Oberfläche von 900 qm hat, wurde in einer Woche montiert. In Abb. 5 ist das fertig montierte Netzwerk und auch das leichte Drehgerüst, von dem aus die Freimontage erfolgte, dargestellt, während Abb. 6 eine innere Ansicht des Netzwerkes bringt. Der erste Ring ist in halber Stärke torkretiert und die Schalungstafeln werden für die Torkretierung des zweiten Ringes versetzt. Aus Abb. 7 ist die Torkretierung zu ersehen, und zwar wird gerade die zweite Torkretschicht aufgebracht. Das Netzwerk ist noch deutlich in in der ersten Torkretschicht zu erkennen. Diese Bilder lassen den ganzen Arbeitsvorgang klar erkennen und sprechen so für sich selbst, daß weitere Ausführungen sich erübrigen.

Stellt man nun die Gewichte der nach den bisherigen Bauweisen ausgeführten Kuppeln zusammen und bringt sie in Vergleich mit solchen nach der neuen Bauweise, so ergeben sich einige hochinteressante Werte. Herr Prof. Gehler hat im „Armierten Beton" Jahrgang 23, anschließend an die Beschreibung der Breslauer Kuppel eine Zusammenstellung gebracht über die Gewichte sowohl der alten Massivkuppeln, wie auch der neueren Eisenbetonkuppeln. Darnach lassen sich die Gewichte darstellen als kubische Parabeln. Diese Zusammenstellung ist in Abb. 8 benutzt und ergänzt worden. Die Spannweiten der Kuppeln sind auf der Abszisse, die Gewichte als Ordinaten aufgetragen.

Kurve 1 zeigt die Gewichte der alten Massivkuppeln. Die Peterskirche in Rom mit einer Spannweite von 40 m weist ein Gewicht von 10 000 t auf.

Kurve 2 zeigt die Gewichte der modernen Eisenbetonkuppeln, die um ein vielfaches leichter konstruiert sind. Danach

Kuppelgewichte
I. der alten Massivkuppeln.
II. der Eisenbetonkuppeln der Neuzeit.
III. der Zeisskuppeln.

Abb. 8.
Darstellung der Gewichte von Massiv-Kuppeln.

läßt sich eine Kuppel von 40 m Spannweite entsprechend der Peterskirche mit ca. 1500 t, also etwa 6 mal leichter herstellen. In diese Kurve ist die Breslauer Festhalle, bei der die Kuppelkonstruktion ein Gewicht von ca. 6340 t besitzt, eingetragen.

Kurve 3 zeigt die Gewichte der Zeisskuppeln. Diese Kurve wurde ermittelt auf Grund der bisherigen Ausführungen und durchgearbeiteten Projekte bis 120 m Spannweite. Man erkennt daraus ohne weiteres, daß der Oberbau der Breslauer Festhalle 4—5 mal leichter hätte ausgeführt werden können bei Verwendung des Zeiss-Systems.

Für eine Spannweite von 100 m würde man gemäß diesen Kurven für eine Kuppelkonstruktion in der alten Bauweise ein Gewicht von 100 000 t erhalten, für eine Eisenbetonkuppel dagegen ca. 23 000 t.

Nach der genauen Formel für die Rippenkuppeln ergibt sich nach Prof. Gehler für eine Kuppel von 100 m Spannweite in der Bauweise der Breslauer Kuppel ein Gewicht von 21 000 t, das bei Verwendung leichtester Eisenbetondecke auf 16 000 t ermäßigt werden könnte. Alle diese Gewichte beziehen sich natürlich nur auf den eigentlichen Kuppelbau einschl. Zugring.

Demgegenüber hätte ein Kuppelbau von 100 m Spannweite nach der Zeiss-Bauweise nur ein Gewicht von 4800 t. Eine Kuppel von 120 m Spannweite — also von fast doppelter Spannweite wie die Breslauer 65 m weit gespannte Kuppel — dürfte das Gewicht der letzteren nur wenig übersteigen.

Durch den Wegfall der Ausrüstungsspannungen ist es also möglich, größere Kuppeln noch mindestens 4 mal leichter herzustellen, als in der bisherigen Eisenbetonkonstruktionsweise. Daneben bietet die Zeiss-Bauweise noch folgende Vorteile:

Der Unterbau kann erheblich leichter gehalten werden, die Herstellungszeit ist außerordentlich kurz, die komplizierte Unterrüstung fällt weg, und die Kuppelform läßt sich mit mathematischer Genauigkeit herstellen.

GRAPHISCHE BESTIMMUNG DER NORMALSPANNUNGEN IN GERADEN STÄBEN NACH EINEM EINHEITLICHEN VERFAHREN FÜR HOMOGENE QUERSCHNITTE, FÜR QUERSCHNITTE OHNE ZUGFESTIGKEIT UND FÜR EISENBETONQUERSCHNITTE.

Von H. Spangenberg, o. Professor an der Techn. Hochschule München.

Übersicht. Es wird ein graphisches Verfahren angegeben, das ganz allgemein — bei homogenen wie bei Verbundquerschnitten, bei Mitwirkung oder bei Ausschluß von Zugspannungen sowie auch bei Annahme verschiedener Elastizitätsmaße für Druck und für Zug — die unmittelbare Bestimmung der Nullachse und der Spannungsverteilung gestattet, sofern der Querschnitt und seine Beanspruchung symmetrisch ist. Zum Schluß wird gezeigt, in welchen Fällen das Verfahren auch bei unsymmetrischer Beanspruchung des Querschnitts in Form eines Probierverfahrens verwendet werden kann.

I. Einleitung.

Die folgenden Betrachtungen, bei denen geradlinige Verteilung der Normalspannungen vorausgesetzt ist, gelten für symmetrische Querschnitte mit symmetrischer Beanspruchung, wie es der weit überwiegenden Mehrzahl der praktischen Aufgaben entspricht. Wenn die Umgrenzung eines solchen Querschnitts, der in einem Punkte A seiner Symmetrieachse durch eine Normalkraft N beansprucht ist (Abb. 1), keine einfachen geometrischen Formen hat, so kommt der Weg der Rechnung nicht in Frage, vielmehr bestimmt man dann die Normalspannungen bis jetzt am zweckmäßigsten unter graphischer Ermittlung des Trägheitsmomentes für eine zur Symmetrieachse senkrechte Achse nach dem bekannten Verfahren von Mohr[1]. Greift die Normalkraft außerhalb des Querschnittskernes an, so ist bei Ausschluß von Zugspannungen und also besonders auch bei der üblichen Berechnungsweise von Eisenbetonquerschnitten in der graphischen Darstellung des Trägheitsmomentes noch ein Flächenausgleich vorzunehmen[2], der in seiner praktischen Durchführung leicht die Genauigkeit beeinträchtigt und überdies nur eine mittelbare Bestimmung der Nullachse gestattet[3]. Die Ursache für diese Erschwerung liegt darin, daß in diesen Fällen die Größe des wirksamen Querschnittes nicht von vornherein bekannt ist, sondern von der Lage der Normalkraft abhängt und erst durch die Ermittlung der Nullachse festgelegt wird.

In Abschnitt II wird ein graphisches Verfahren angegeben, dessen Anwendung in den eben erwähnten Fällen besonders vorteilhaft erscheint. Aber auch dann, wenn bei exzentrisch angreifender Normalkraft der ganze Querschnitt wirksam ist, sowie allgemein bei Beanspruchung nur durch ein Biegungsmoment kann dieses Verfahren mindestens als gleichwertig mit den bisher bekannten Methoden angesehen werden.

Inwieweit sich das Verfahren überdies auch bei unsymmetrischer Beanspruchung in Form eines Probierverfahrens verwenden läßt, wird am Schluß dieses Aufsatzes in Abschnitt V angegeben.

II. Ableitung des allgemeinen Verfahrens.

In einem beliebigen, zur Symmetrieachse senkrechten Flächenstreifen d F, der den Abstand y von der zur Symmetrieachse gleichfalls senkrechten, aber in ihrer Lage unbekannten

Abb. 1.

Nullachse n—n hat (Abb. 1), kann bei Annahme geradliniger Spannungsverteilung die Normalspannung durch die Beziehung

$$\sigma = k y \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (1)$$

ausgedrückt werden, wobei k ein Festwert ist, dessen Größe für die weitere Betrachtung nicht interessiert. Die in der Querschnittsebene durch den Angriffspunkt A zur Symmetrieachse gezogene Senkrechte a—a sei als „Angriffsachse" bezeichnet

[1] Vgl. Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik, Berlin, Wilhelm Ernst u. Sohn, II. Aufl., S. 66.

[2] Vgl. Mohr, Abhandlungen usw., II. Aufl., S. 275 und z. B. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., I. Bd., S. 450.

[3] Der Weg der Rechnung beschränkt sich in diesen Fällen hauptsächlich auf den Rechteckquerschnitt und erfordert bei Verbundkörpern ja selbst dann bereits die Lösung einer Gleichung 3. Grades.

und der Flächenstreifen dF habe von ihr den Abstand η. Bei gegebener Lage des Angriffspunktes sind die Abstände η aller Flächenstreifen bekannt. Das Vorzeichen von η ist positiv oder negativ einzuführen, je nachdem dF auf derselben oder auf der entgegengesetzten Seite der Angriffsachse liegt wie die Nullachse. (Diese Vorzeichenregel braucht natürlich nur dann beachtet zu werden, wenn N innerhalb des Querschnitts angreift.)

Die Momentengleichung auf die Angriffsachse ergibt:

$$\int \sigma \eta \, dF = N \cdot o \quad \ldots \ldots \ldots (2)$$

und nach Einsetzen des Wertes für σ aus Gleichung (1):

$$\int k y \eta \, dF = \int y \eta \, dF = o \quad \ldots \ldots (3)$$

Führt man die Größe $dw = \eta \, dF$ ein, so folgt:

$$\int y \, dw = o \quad \ldots \ldots \ldots (4)$$

Den Inhalt dieser Gleichung (4) kann man in folgendem Lehrsatz ausdrücken:

„Faßt man die Größen $\eta \, dF = dw$ als parallele Kräfte auf, die in den Schwerpunkten der dF senkrecht zur Symmetrieachse wirken, so fällt die gesuchte Nullachse mit der Resultanten dieser Kräfte zusammen."

Damit ist die Lage der Nullachse bestimmt und ihr Abstand y_0 von der Angriffsachse festgelegt. Die durch diesen Lehrsatz ausgesprochene Deutung der Gleichung (4) erweist sich als sehr fruchtbar für die Lösung sämtlicher in Abschnitt I erwähnten Aufgaben. Es wird sich zeigen, daß sich daraus für alle diese Fälle ein einheitliches graphisches Verfahren zur unmittelbaren Bestimmung der Nullachse ergibt.

Zur Darstellung der Spannungsverteilung ist noch die Normalspannung in irgend einem Flächenstreifen dF zu berechnen, z. B. die Randspannung σ_1, deren Abstand y_1 von der Nullachse nach Bestimmung von y_0 bekannt ist (Abb. 1). Beachtet man, daß

$$\frac{\sigma_1}{y_1} = \frac{\sigma}{y} = k \text{ und } y = y_0 - \eta$$

ist, so ergibt die Projektionsgleichung:

$$N = \int \sigma \, dF = k \int y \, dF = \frac{\sigma_1}{y_1} \int y \, dF = \frac{\sigma_1}{y_1} \int (y_0 - \eta) \, dF \quad (5)$$

und man erhält:

$$\sigma_1 = \frac{N y_1}{y_0 \int dF - \int \eta \, dF} \quad \ldots \ldots \ldots (6)$$

oder für die numerische Berechnung etwas bequemer:

$$\sigma_1 = \frac{\dfrac{N}{\int dF} \cdot y_1}{y_0 - \dfrac{\int dw}{\int dF}} \quad \ldots \ldots \ldots (7)$$

Die Integrale sind dabei über alle Querschnittstreifen zu erstrecken, die der Beanspruchung unterliegen.

Durch die Gleichungen (4) und (7) ist die Spannungsverteilung bestimmt. Es ist bemerkenswert, daß weder der Querschnittsschwerpunkt noch der Begriff des Trägheitsmomentes bei der Ableitung gebraucht wurde. Überdies erscheint die bekannte Tatsache, daß bei symmetrischer Beanspruchung des Querschnitts durch ein Biegungsmoment die Nullachse mit der zur Symmetrieachse senkrechten Schwerachse identisch ist, nur als ein Sonderfall des oben ausgesprochenen Lehrsatzes. Denn die Biegung kann man als Beanspruchung durch eine unendlich kleine, unendlich ferne Normalkraft ansehen. In diesem Grenzfalle werden alle Werte η gleich groß, sodaß die Gleichung (3) in die Form $\int y \, dF = o$ übergeht und also besagt, daß die Nullachse mit der Schwerachse des Querschnitts zusammenfällt.

Zur praktischen Durchführung des Verfahrens bei beliebig begrenztem symmetrischen Querschnitt zerlegt man (Abb. 2)

Abb. 2.

den Querschnitt F in eine genügend große Anzahl schmaler Flächenstreifen f, bestimmt deren Inhalte, Schwerpunkte und Schwerpunktsabstände η von der Angriffsachse a—a, worauf man die Werte $w = f \eta$ berechnet. Für diese Werte w, die als Kräfte parallel zur Angriffsachse in den Schwerpunkten der Flächenstreifen f wirken, zeichnet man mit beliebig gewähltem Pol O ein Kraft- und Seileck. Der Schnittpunkt B der äußersten Seiten des Seilecks bestimmt die Lage der gesuchten Nullachse und damit auch y_0 und y_1.

Die Genauigkeit des Verfahrens wird um so größer, je mehr Lamellen von annähernd gleicher Breite gewählt werden. Wie man sich an einem Querschnitt und Belastungsfall, dessen genaue Nullachse rechnerisch einfach festzulegen ist (z. B. am symmetrisch belasteten Rechteckquerschnitt), durch Wiederholung des Verfahrens für zunehmende Lamellenzahl leicht überzeugen kann, ist schon bei Wahl von 10 annähernd gleich breiten Lamellen der Fehler in der Lage der Nullachse sehr gering und liegt bei einer zeichnerischen Lamellenbreite von

nicht über 1 cm innerhalb der Zeichengenauigkeit. Auf die gleiche Weise läßt sich feststellen, daß die nach unserm Verfahren bestimmte Nullachse stets etwas näher an der Angriffsachse liegt als die wahre Nullachse. Wir erhalten daher die Lage der Nullachse nach unserm graphischen Verfahren immer etwas zu ungünstig, rechnen also vorsichtig. Dabei ist die Genauigkeit des Verfahrens tatsächlich nicht geringer als bei der Spannungsermittlung unter Benutzung des Mohrschen Verfahrens zur graphischen Bestimmung der Trägheitsmomente. Denn obwohl letzteres durch das Einzeichnen der Seilkurve in das Seilpolygon theoretisch zu einem genauen graphischen Verfahren wird, ist doch praktisch seine Genauigkeit durch die notwendige Flächenberechnung meist ziemlich stark beeinträchtigt.

Unterliegt der gesamte Querschnitt F der Beanspruchung, wie in Abb. 2 angenommen, so geht die Gleichung (7) in die Form über:

$$\sigma_1 = \frac{\frac{N}{F} \cdot y_1}{y_0 - \frac{\sum w}{F}} \quad \text{(7a)}$$

Bei Ausschluß von Zugspannungen sind dagegen die Integrale in Gleichung (7) nur über die wirksamen Querschnittsteile zu erstrecken. Wie sich in diesem Falle nach unserm Lehrsatz die Nullachse ergibt, ist in den nächsten beiden Abschnitten gezeigt.

III.

Exzentrisch gedrückte Beton- und Mauerwerksquerschnitte bei Ausschluß von Zugspannungen.

In Abb. 3 ist ein symmetrischer Querschnitt F dargestellt, bei dem die Normalkraft N in der Symmetrieachse zwischen Kern- und Querschnittsrand angreift. Hier wird man bei der Lamellenteilung zweckmäßig eine Lamellengrenze mit der Angriffsachse zusammenfallen lassen. Bildet man die Werte $w = \eta \cdot f$, so ergeben sich w_1 und w_2 negativ, die übrigen w-Werte positiv. Trägt man in einen Kräfteplan die w-Kräfte unter Berücksichtigung ihrer Vorzeichen auf (Abb. 3) und zeichnet mit beliebig gewähltem Pol das zugehörige Seileck, so schneiden sich die äußersten Seilseiten im Punkte B'. Durch diesen Schnittpunkt ist genau wie in Abb. 2 die — hier gestrichelte — Nullachse n'—n' nebst den Werten y_0' und y_1' für den Fall festgelegt, daß der ganze Querschnitt F der Beanspruchung unterliegt, wobei links von der Nullachse Zugspannungen auftreten. Die Randspannung σ_1' an dem zunächst N gelegenen Querschnittsrande ist dann

$$\sigma_1' = \frac{\frac{N}{F} \cdot y_1'}{y_0' - \frac{\sum_1^{12} w}{F}}$$

Schließt man jedoch Zugspannungen aus, was bei Beton- und Mauerwerksquerschnitten aus Sicherheitsgründen zweckmäßig, bei Bodenfugen notwendig ist, so hat man die dann zum Angriffspunkt A gehörige Nullachse n—n aus der Bedingung zu ermitteln, daß die Druckspannungen des rechts von n—n gelegenen Querschnittsteiles allein mit N im Gleichgewicht sind. Offenbar muß diese Nullachse durch den Schnittpunkt B gehen, in welchem bei dieser Lage des Angriffspunktes die erste Seilseite das Seilpolygon selbst schneidet (Abb. 3). Denn die durch B bestimmte Achse n—n begrenzt dann einen rechts von ihr gelegenen Querschnittsteil, für dessen w-Kräfte sie die Resultante bildet, womit die Gleichung (4) und unser Lehrsatz für den beanspruchten Querschnittsteil erfüllt ist. Da man Richtung und Größe der ersten Seilkraft beliebig wählen kann, läßt sich immer ein guter Schnitt im Punkte B erreichen. Gleichzeitig sind auch y_0 und y_1 gefunden, und die größte Randspannung ist dann nach Gleichung (7):

$$\sigma_1 = \frac{\frac{N}{\sum_1^{\Delta 8} f} \, y_1}{y_0 - \frac{\sum_1^{\Delta 8} w}{\sum_1^{\Delta 8} f}} \quad \text{(7b)}$$

In dieser Gleichung sind, wie schon früher bemerkt, die Summen nur auf den beanspruchten Querschnittsteil zu erstrecken.

Fällt die Nullachse nicht mit einer Lamellengrenze zusammen, so hat man zur Berechnung von σ_1 aus Gleichung (7b) bei Bildung der Werte $\sum f$ und $\sum w$ von der letzten Lamelle (hier f_8) natürlich nur Teilbeträge Δf und Δw berücksichtigen. Dagegen ist eine Abänderung der Lage der Nullachse dabei nicht vorzunehmen, weil eine Korrektur in jedem Falle die Nullachse näher an die Angriffsachse — in Abb. 3 also nach rechts — rücken würde, wodurch sich der nach Abschnitt II

Abb. 3.
n—n Nullachse bei Ausschluß der Zugspannungen.
n'—n' Nullachse bei Mitwirkung der Zugspannungen.

bei endlicher Lamellenzahl stets vorhandene sehr kleine Fehler unseres Verfahrens vergrößern müßte. Die Richtigkeit dieser Behauptung ergibt sich aus der folgenden Überlegung an Hand von Abb. 4. Die Nullachse als Resultante der w-Kräfte kann entweder rechts oder links von einer w-Kraft (z. B. w_8) zu liegen kommen. Im ersten Falle wäre R_a bei der Korrektur mit der rechts von ihr gelegenen $\Delta\, w_a$-Kraft des hinzukommenden Flächenteiles $\Delta\, f_a$ zusammenzusetzen, wodurch sich die neue Resultante rechts von R_a ergeben würde. Liegt dagegen die Nullachse als Resultante der w-Kräfte links von w_8, so wäre die Resultante R_b mit der links von ihr angreifenden negativen Kraft $\Delta\, w_b$ des abzuziehenden Flächenteiles $\Delta\, f_b$ zu einer Resultanten zu vereinigen, die ebenfalls rechts von R_b zu liegen käme. Die gleiche Überlegung gilt, wenn die Nullachse — als Grenzfall der Lage R_a oder R_b — gerade mit einer w-Kraft zusammenfällt.

Es ist bemerkenswert, daß man durch das Seilpolygon der w-Kräfte die Lagen der beiden Nullachsen mit und ohne Wirkung der Zugspannungen in einer graphischen Konstruktion findet. Bei Ausschluß von Zugspannungen ist natürlich ein Gleichgewichtszustand nur möglich, solange die Normalkraft N nicht über den Querschnittsrand hinausrückt[4]).

IV.
Eisenbetonquerschnitte bei Biegung mit Achskraft.

Besonders vorteilhaft ist unser Verfahren für symmetrische Eisenbetonquerschnitte, die durch exzentrischen Druck oder Zug symmetrisch beansprucht sind. Dabei ist die Lösung grundsätzlich die gleiche, ob die Normalkraft innerhalb oder außerhalb des Kerns des idealen Querschnitts F_i angreift und ob man die Zugspannungen ausschließt oder nicht.

Das Verfahren führt aber auch dann zum Ziel, wenn man bei Kraftangriff außerhalb des Kerns unter Mitwirkung der Betonzugspannungen verschiedene Elastizitätsmaße des Betons für Zug und Druck einführt, z. B. wenn nach österreichischen Eisenbetonvorschriften in bestimmten Fällen $E_z = 0{,}4\, E_b$ anzunehmen ist. Hierfür gab es bisher bei Biegung mit Achskraft noch keine graphostatische Lösung, denn die bei Ausschluß von Zugspannungen zuerst von C. Guidi[5]) angegebene Modifikation des Mohrschen Verfahrens mittels Flächenausgleichs versagt in diesem Falle. Man konnte sich nur durch ein reines Probierverfahren helfen, indem man für verschiedene versuchsweise angenommene Lagen der Nullachse jeweils den Abstand von der Angriffsachse nach den Gleichgewichtsbedingungen berechnete, bis sich der berechnete Wert mit dem angenommenen deckte[6]).

Abb. 4.

In Abb. 5 sind an einem Eisenbetonquerschnitt, der durch eine außerhalb des Kerns angreifende Druckkraft N symmetrisch beansprucht ist, die drei Lösungen unter Mitwirkung und unter Ausschluß der Betonzugspannungen, sowie für $E_z = 0{,}4\, E_b$ zur Darstellung gebracht.

Zunächst sei die Bestimmung der Nullachse $n - n$ ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen behandelt[7]). Man trägt im Kräfteplan die w-Kräfte in der Reihenfolge auf, daß man zuerst die den n-fachen Eisenquerschnitten $\left(n = \frac{E_e}{E_b}\right)$ entsprechenden w_e-Werte, vom Zugrande her beginnend, aneinander reiht und daran anschließend die w-Kräfte der Betondruckflächen, vom Druckrande ausgehend. Die Werte f und w berechnet man sich am besten in Form einer kleinen Tabelle, in der gleichen Reihenfolge, wie die w-Kräfte im Kräfteplan angeordnet sind (vgl. die Zahlentafel für das Zahlenbeispiel der Abb. 5). Zeichnet man nun mit beliebigem Pol ein Seilpolygon der w-Kräfte, so gibt der Schnittpunkt B der ersten Seilseite mit dem Seilzug für die w-Kräfte der Betondruckflächen die gesuchte Nullachse;

Tabelle zu Abb. 5.

Fläche f (cm²)	$\sum$ f (cm²)	η (cm)	w = f η (cm³)	$\sum$ w (cm³)
$n\, f_{e_1} = 240$		140	$w_{e_1} = 33\,600$	
$n\, f_{e_2} = 240$		130	$w_{e_2} = 31\,200$	
$n\, f_{e_3} = 240$		110	$w_{e_3} = 26\,400$	
$n\, f_{e_4} = 240$		90	$w_{e_4} = 21\,600$	
$n\, f_{e_5} = 240$	$\sum_1^6 n\, f_e = 1440$	70	$w_{e_5} = 16\,800$	$\sum_1^6 w_e = 141\,600$
$n\, f_{e_6} = 240$		50	$w_{e_6} = 12\,000$	
$f_1 = 280$		47	$w_1 = 13\,160$	
$f_2 = 520$		55	$w_2 = 28\,600$	
$f_3 = 590$	$\sum_1^5 f = 2550$	65	$w_3 = 38\,350$	$\sum_1^5 w = 172\,710$
$f_4 = 600$		75	$w_4 = 45\,000$	
$f_5 = 560$	$-\Delta f_5 = -110$	85	$w_5 = 47\,600$	$-\Delta w_5 = -14\,800$
$f_6 = 525$	$\sum_1^{\Delta 5} f = 2440$	95	$w_6 = 49\,900$	$\sum_1^{\Delta 5} w = 157\,910$
$f_7 = 490$		105	$w_7 = 51\,500$	
$f_8 = 455$		115	$w_8 = 52\,300$	
$f_9 = 420$		125	$w_9 = 52\,500$	
$f_{10} = 380$	$\sum_1^{11} f = 5040$	135	$w_{10} = 51\,300$	$\sum_1^{11} w = 461\,710$
$f_{11} = 220$		143	$w_{11} = 31\,500$	
$F_i = \sum_1^6 n\, f_e + \sum_1^{\Delta 5} f = 3880\ \text{cm}^2$			$\sum_1^6 w_e + \sum_1^{\Delta 5} w = 299\,510\ \text{cm}^3$	
$F_i' = \sum_1^6 n\, f_e + \sum_1^{11} f = 6480\ \text{cm}^2$			$\sum_1^6 w_e + \sum_1^{11} w = 603\,310\ \text{cm}^3$	

[4]) Für den Sonderfall des Mauerwerksquerschnittes mit Ausschluß von Zugspannungen hat bereits N. Raubal eine unmittelbare Bestimmung der Nullachse, und zwar mittels eines 1. und 2. Seilpolygons nach dem Grundgedanken des Culmannschen Verfahrens zur Ermittlung der Trägheitsmomente angegeben (Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1913, S. 269). Raubal kommt zu seiner Konstruktion auf einem ganz anderen, weit weniger einfachen Wege, als es bei unserm Verfahren durch die Deutung der Gleichung (4) geschieht; auch ist das in unserm Lehrsatz (Seite 369) ausgesprochene einfache und allgemein gültige Gesetz in der Veröffentlichung von Raubal nicht erkannt.

[5]) Professor C. Guidi, „Sul calcolo delle sezione in beton armato, Cemento 1906, Nr. 1. Vgl. z. B. auch Foerster, Taschenbuch für Bauingenieure, 4. Aufl., I. Teil, S. 508.

[6]) Dieses Probierverfahren ist beschrieben in Saliger, Der Eisenbetonbau, 4. Aufl., S. 277.

[7]) Die Lösung dieser Aufgabe hat übrigens eine über das Gebiet des Eisenbetonbaues hinausgehende Bedeutung. Denn die gleiche Aufgabe der Spannungsermittlung liegt z. B. häufig bei Säulenfußplatten mit Verankerungen vor, ebenso bei den im Bergbau zur Schachtauskleidung in sehr druckreichem Gebirge verwendeten gußeisernen Tübbingen, wenn sie durch Biegung mit Achskraft beansprucht sind. Über die Berechnung solcher miteinander verschraubter Tübbinge machte auf der Hauptversammlung 1925 des Deutschen Betonvereins Direktor Mautner interessante Mitteilungen in dem Vortrage: „Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauausführungen auf berg- und hüttenmännischem Gebiet“.

denn durch diesen Punkt B ist offensichtlich die Resultante der w-Kräfte aller beanspruchten Teile des ideellen Querschnittes bestimmt. Damit ist auch y_0 und y_1 sowie die Begrenzung der Summen in der Gleichung (7) zur Berechnung der größten Betondruckspannung gefunden. Fällt dabei die Nullachse, wie in Abb. 5, nicht mit einer Lamellengrenze zusammen, so sind für die Bildung der Summenwerte $\sum f$ und $\sum w$ bei der letzten Lamelle (hier 5) entsprechende Teilbeträge (hier Δf_5 und Δw_5) in Abzug zu bringen, während eine Korrektur der Lage der Nullachse aus dem unter III angeführten Grunde nicht vorzunehmen ist. Nach Gleichung (7) ist dann die größte Druckspannung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{\frac{N}{F_i} y_1}{y_0 - \frac{\sum_1^6 w_e + \sum_1^{\Delta 5} w}{F_i}} = \frac{\frac{N}{\sum_1^6 n f_e + \sum_1^{\Delta 5} f} y_1}{y_0 - \frac{\sum_1^6 w_e + \sum_1^{\Delta 5} w}{\sum_1^6 n f_e + \sum_1^{\Delta 5} f}} \quad \text{(7c}$$

oder mit den Zahlenwerten aus der Tabelle und den graphisch ermittelten Werten für y_0 und y_1:

$$\sigma_b = \frac{\frac{40\,000}{3880} \cdot 47{,}8}{87{,}8 - \frac{299\,510}{3880}} = \mathbf{46{,}5}\ \text{kg/cm}^2.$$

Die größte Zugspannung ergibt sich in der äußersten Zugeiseneinlage (Abstand y_e von der Nullachse):

$$\sigma_e = -\frac{n\,\sigma_b\,y_e}{y_1} = -\frac{15 \cdot 46{,}5 \cdot 52{,}2}{48{,}7} = -\mathbf{747}\ \text{kg/cm}^2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; \text{(8}$$

Bei **Biegung mit Achszug** ändert sich das Verfahren zur Bestimmung der Nullachse nicht, auch gelten die gleichen Formeln für σ_b und σ_e, sodaß sich die Behandlung eines besonderen Beispiels erübrigt. Nur liegt dann bei Kraftangriff außerhalb des Kerns natürlich σ_e und N auf der gleichen Seite der Nullachse und σ_b auf ihrer anderen Seite.

Die bisher gebräuchliche Lösung nach dem Verfahren von Mohr-Guidi mittels Flächenausgleichs erfordert gerade bei Eisenbetonquerschnitten meist die Berechnung sehr spitz zulaufender Flächen, wodurch die Genauigkeit beeinträchtigt wird. Besonders unangenehm ist der Flächenausgleich dann durchzuführen, wenn die Normalkraft **zwischen Kern- und Querschnittsrand** angreift, wofür sich ein anschauliches Beispiel bei der Untersuchung eines Eisenbetonschornsteins in Beton und Eisen 1924, Heft 18, findet[8]). Für unser Verfahren tritt auch in diesem Fall, wie Abb. 6 zeigt, keinerlei Abänderung oder Erschwerung ein. Es ist lediglich zu beachten, daß dann außer dem Schnittpunkt B der ersten Seilseite mit dem Seilpolygon der w-Kräfte, welcher die Lage der Nullachse n—n ergibt, noch ein weiterer Schnittpunkt B_0 vorhanden ist, der die Lage der Nullachse bei Ausschluß aller Zugspannungen,

Abb. 5.
n—n Nullachse bei Ausschluß der Betonzugspannungen.
n'—n' Nullachse bei Mitwirkung der Betonzugspannungen und $E_z = E_b$.
n''—n'' Nullachse bei Mitwirkung der Betonzugspannungen und $E_z = 0{,}4\ E_b$.

[8]) Vgl. Riekhof, Schornsteine aus Eisenbeton, Beton und Eisen 1924, S. 247 ff.

also auch derjenigen in den Zugeiseneinlagen, bestimmen würde und also keine praktische Bedeutung hat. Übrigens sind im Kräfteplan der Abb. 6 die drei negativen Kräfte w_{e_4}, w_1 und w_2 in bekannter Weise[9]) getrennt von der Reihe der positiven w-Kräfte angeordnet, wodurch bei w-Kräften mit verschiedenen Vorzeichen die Übersichtlichkeit des Kräfteplanes erhöht wird.

Will man die Nullachse $n'-n'$ (Abb. 5) unter Mitwirkung der Betonzugspannungen (bei Annahme von $E_z = E_b$) bestimmen, so braucht man nur die Tabelle sowie das Kraft- und Seileck in Abb. 5 für sämtliche w-Kräfte der Betonflächen zu ergänzen. Diese Konstruktion ist in Abb. 5 gestrichelt gezeichnet; sie gibt durch den Schnittpunkt B' der äußersten

Abb. 6.
n—n Nullachse bei Ausschluß der Betonzugspannungen.

Seilseiten die Nullachse $n'-n'$ bei Mitwirkung der Betonzugspannungen. Damit sind auch die Werte y_0', y_1' und y_z' gefunden, und man erhält die beiden Randspannungen:

$$\sigma_{b1} = \frac{\dfrac{N}{\sum\limits_1^6 n\,f_e + \sum\limits_1^{11} f}\,y_1'}{y_0' - \dfrac{\sum\limits_1^6 w_e + \sum\limits_1^{11} w}{\sum\limits_1^6 n\,f_e + \sum\limits_1^{11} f}} = \frac{\dfrac{40\,000}{6480}\cdot 62{,}5}{102{,}5 - \dfrac{603\,310}{6480}} = \mathbf{41{,}1}\ \text{kg/cm}^2$$

und $$\sigma_{bz} = -\frac{\sigma_{bd}\,y_z'}{y_1'} = -\frac{41{,}1 \cdot 47{,}5}{62{,}5} = -\mathbf{31{,}3}\ \text{kg/cm}^2. \quad . \quad . \quad . \quad (9$$

Die Summenwerte erstrecken sich hier also auf die f- und w-Werte sämtlicher Querschnittsteile.

Wird bei Mitwirkung der Betonzugspannungen das Elastizitätsmaß E_z zum m-ten Teile von E_b angenommen (z. B. $E_z = 0{,}4\ E_b$), so trägt man noch die den m-ten Teilen der Betonzugflächen entsprechenden w''-Werte, vom Zugrand anfangend, im Kräfteplan der Abb. 5 oberhalb der w_e-Werte der Reihe nach ab und zeichnet die zugehörige strichpunktierte Ergänzung des Seilpolygons. Zur Berechnung der w''-Werte und zur Bildung der entsprechenden Summen für die Gleichung (7) würde man die Tabelle zweckmäßigerweise nach oben hin ergänzen, was hier in der Tabelle nicht mehr eingetragen ist. Der Schnittpunkt B'' des strichpunktierten Seilzuges der w''-Kräfte mit dem Seilpolygon für die w-Kräfte der Betondruckflächen gibt nach unserem Lehrsatz die gesuchte Nullachse $n''-n''$, womit auch die Begrenzungen für die Summierungen in der Tabelle sowie die Werte y_0'', y_1'' bestimmt sind. Durch Einführung dieser Größen und der entsprechenden Summen in die Gleichung (7) erhält man analog wie im vorhergehenden Falle die größte Druckspannung $\sigma_{bd}'' = \mathbf{44{,}5}$ kg/cm² und daraus die größte Zugspannung im Abstande y_z'' von der Nullachse:

$$\sigma_{bz}'' = \frac{1}{m}\cdot\frac{\sigma_{bd}\,y_z''}{y_1''} = 0{,}4 \cdot \frac{44{,}5 \cdot 53{,}7}{56{,}3} = -\mathbf{17{,}0}\ \text{kg/cm}^2. \quad . \quad . \quad (10$$

Es ist also nach unserm Verfahren möglich, durch eine Konstruktion für die drei verschiedenen Annahmen die Lagen der Nullachsen und die Spannungsverteilungen anschaulich darzustellen.

V.

Vereinfachung des Verfahrens, wenn die Größe des beanspruchten Querschnitts von der Lage der Normalkraft unabhängig ist, und Anwendung auf reine Biegungsbeanspruchung.

Die Größe des beanspruchten Querschnittes ist unabhängig von der Lage der Normalkraft, wenn diese innerhalb des Kerns angreift oder wenn bei Kraftangriff außerhalb des Kerns die sämtlichen Zugspannungen (unter Annahme von $E_z = E_b$) mitgerechnet werden. In diesen Fällen unterliegt sowohl bei homogenen wie bei Eisenbetonquerschnitten stets der volle Querschnitt der Beanspruchung. Sind dabei die Normalspannungen für verschiedene symmetrische Belastungsfälle des Querschnitts zu ermitteln, so braucht man nach unserm Verfahren nicht jedesmal ein besonderes Seilpolygon der w-Kräfte zu zeichnen, sondern es genügt ein solches Seilpolygon, das den einen Kernpunkt K_1 auf der Symmetrieachse bestimmt (Abb. 7). Zu diesem Zwecke bildet man die $\overline{w}$-Kräfte sämtlicher Flächenteile für die eine zur Symmetrieachse senkrechte Angriffsachse $a_1\,a_1$, die den Umriß des Querschnitts berührt. Dann geht die Resultante $n_1\,n_1$ dieser $\overline{w}$-Kräfte durch den einen Kernpunkt K_1. Beachtet man, daß der Schwerpunkt des Querschnitts den Abstand $e_1 = \frac{\sum \overline{w}}{F}$ von der Achse $a_1\,a_1$ hat, so ist damit auch die Kernweite $K_1S = k_1$ festgelegt. Für eine beliebige Normalkraft N, die auf der Symmetrieachse im Abstand $AS = e$ vom Schwerpunkt angreift, bildet man das Kernpunktsmoment $M_{k_1} = N\,(e + k_1)$ und findet dann in bekannter Weise die Randspannung:

$$\sigma_1 = \frac{M_{k_1}}{F\,k_1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11$$

Berücksichtigt man außerdem, daß die Spannung in der zur Symmetrieachse senkrechten Schwerpunktsfaser

$$\sigma_s = \frac{N}{F} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12$$

beträgt, so ist die Spannungsverteilung festgelegt und die Nullachse durch den Nullpunkt der Spannungsfigur bestimmt.

Die Zeichnung des $\overline{w}$-Polygons für den einen Kernpunkt und die Spannungsermittlung nach den Formeln (11) und (12) empfiehlt sich auch bei nur einem Belastungsfall, sobald der Angriffspunkt der Normalkraft nahe am Schwerpunkt und also die Nullachse weit außerhalb des Querschnitts liegt.

---

[9]) Vgl. z. B. Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der Techn. Mechanik, Berlin, Wilhelm Ernst u. Sohn, II. Aufl., S. 52 ff.

Bei vorstehender Betrachtung sind die Gleichungen (11) und (12) als bekannt vorausgesetzt. Um jedoch eine in sich geschlossene Darstellung des ganzen hier behandelten Problems zu geben, sei noch gezeigt, daß sich diese beiden Formeln auch sehr einfach aus unseren Grundgleichungen (3) und (7) ableiten lassen. In Abb. 8 sei für die beliebige im Punkt A der Symmetrieachse angreifende Normalkraft N mittels der Kräfte $w = f\eta$ die Lage der Nullachse $n-n$ und damit y_0 bestimmt. Der Schwerpunktsabstand SA von der Angriffsachse ergibt sich dann zu $e = \frac{\sum w}{F}$ und der Abstand der Nullachse vom Schwerpunkt zu $n = y_0 - e$. Die Spannung in der Schwerpunktsfaser berechnet sich damit unter Benutzung der Gleichung (7a) zu

$$\sigma_s = \frac{\frac{N}{F} \cdot n}{y_0 - \frac{\sum w}{F}} = \frac{\frac{N}{F} \cdot n}{y_0 - e} = \frac{N}{F}$$

Abb. 7.

Zur Ableitung der Gleichung (11) ist in die Abb. 8 noch der Kernpunkt K_1 mit der Kernweite $K_1S = k_1$ und der Randabstand e_1 des Schwerpunktes eingetragen. Bezeichnet man mit v den Abstand eines beliebigen zur Symmetrieachse senkrechten Flächenstreifens dF von der zu ihm parallelen Schwerachse, so folgt aus Gleichung (3):

$$0 = \int y\,\eta\,dF = \int (n+v)(e-v)\,dF$$

$$= neF - n\int v\,dF + e\int v\,dF - \int v^2\,dF$$

Da $\int v\,dF = 0$ ist, so ergibt sich:

$$n\,e = -\frac{\int v^2\,dF}{F} = C \quad \ldots\ldots\ldots \quad (13$$

d. h. solange die Größe des beanspruchten Querschnittes konstant bleibt, ist auch das Produkt der Abstände des Schwerpunktes von Angriffsachse und Nullachse für jede symmetrische Lage des Angriffspunktes ein Festwert. Für den Fall, daß die Angriffsachse $a_1 a_1$ den einen Querschnittsrand berührt, folgt daher:

$$e_1 k_1 = C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14$$

und unter Berücksichtigung der Gleichung (13):

$$\frac{e}{k_1} = \frac{e_1}{n}$$

Aus dem Spannungsbild in Abb. 8 erhält man:

$$\sigma_1 = \sigma_s\left(\frac{n+e_1}{n}\right) = \sigma_s\left(1 + \frac{e_1}{n}\right) = \sigma_s\left(1 + \frac{e}{k_1}\right)$$

und mit $\sigma_s = \frac{N}{F}$ schließlich:

$$\sigma_1 = \frac{N\,(k_1 + e)}{F\,k_1} = \frac{M_{k_1}}{F\,k_1}$$

Es ergibt sich also auch aus unseren Grundgleichungen, daß für eine beliebige symmetrische Beanspruchung des vollen Querschnittes die Spannungsverteilung nach den Formeln (11) und (12) zu berechnen ist, wenn man vorher nach unserem Verfahren nur den Schwerpunkt und den einen Kernpunkt auf der Symmetrieachse bestimmt hat. Unser Verfahren erscheint somit auch für diese einfachen Fälle bequemer als die bisher übliche Spannungsermittlung unter graphischer Bestimmung des Trägheitsmomentes nach dem Mohrschen Verfahren, bei dem ja eine zweimalige Quadratur (Querschnittfläche und Seilpolygonfläche) auszuführen ist[10]).

Abb. 8.

Bei symmetrischer Beanspruchung durch ein **Biegungsmoment** wird $\sigma_s = 0$, weil dann nach Gleichung (3) die Nullachse mit der zur Symmetrieachse senkrechten Schwerachse zusammenfällt. Den andern Punkt der Spannungsfigur findet man nach Gleichung (11) durch:

$$\sigma_1 = \frac{M_{k_1}}{F\,k_1} = \frac{M}{F\,k_1},$$

wobei das Vorzeichen der Spannung sich aus dem Drehsinn des Momentes ergibt.

Hier bleibt bei Eisenbetonquerschnitten auch unter Annahme von $E_z = 0$ oder $E_z = \frac{1}{m} \cdot E_b$ für jeden Wert von M der beanspruchte Querschnitt konstant, nur muß man in diesen beiden Fällen erst die Größe des ideellen Querschnittes und die Lage der Schwerachse in bekannter Weise durch ein Kraft- und Seileck der Werte f bestimmen (vgl. z. B. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl. I. Band, 1. Hälfte, S. 321). Dabei sind nach einer bekannten Eigenschaft des Seilpolygons die Abschnitte, welche durch die verlängerten Seiten dieses Seilecks auf der Achse $a_1 a_1$ gebildet werden, den Werten $\overline{w} = f\eta$ für diese Achse proportional. Es können daher diese Abschnitte unmittelbar als Kräfte für das Kraft- und Seileck nach unserm Verfahren zur Bestimmung des Kernpunktes K_1 benutzt werden,

[10]) Da bei unserem Verfahren die Ermittlung von Trägheitsmomenten nicht erforderlich ist, so folgt aus der oben stehenden Ableitung, insbesondere aus der Gleichung (13), daß durch die Konstruktion des Seilpolygons der w-Kräfte auch ein einfaches Verfahren zur Bestimmung der Trägheitsmomente ebener Flächen gegeben ist.

so daß sich eine Berechnung der $\overline{w}$-Kräfte hier erübrigt. In diesen Fällen der symmetrisch auf Biegung beanspruchten Eisenbetonquerschnitte ist allerdings unser Verfahren zur Spannungsermittlung nur unwesentlich vorteilhafter als das bisher übliche, da eben zur Bestimmung der Schwerachse des ideellen Querschnitts das Seilpolygon der f-Werte auch gezeichnet werden muß.

VI.

Erweiterte Anwendungsmöglichkeiten des allgemeinen Verfahrens.

In den vorstehenden Abschnitten ist zur Vereinfachung der Darstellung stets symmetrische Beanspruchung vorausgesetzt worden. Man erkennt aber ohne weiteres, daß unser Verfahren auch dann allgemein anwendbar ist, wenn sich die Querschnittsfläche in Parallelstreifen zerlegen läßt, auf deren Halbierungsgeraden der Angriffspunkt A liegt. In diesen Fällen ist die Richtung der Nullachse durch die Richtung der Parallelstreifen gegeben.

Bei beliebigem Querschnitt und beliebiger Beanspruchung kommt unser Verfahren nicht in Frage, solange der volle Querschnitt der Beanspruchung unterliegt. Falls aber die Größe des wirksamen Querschnitts auch hier erst zu bestimmen ist, also bei Ausschluß von Zugspannungen in bewehrten und unbewehrten Querschnitten oder bei Annahme von $E_z = \frac{1}{m} E_b$, kann es vorteilhaft an Stelle des Mohrschen Verfahrens mit dem Flächenausgleich genau wie dieses als Probierverfahren zur Spannungsermittlung benutzt werden. Man muß dann zunächst schätzungsweise die Richtung der Nullachse annehmen und nach Durchführung des Verfahrens prüfen, ob die Resultante der Normalspannkräfte nach Lage und Größe mit der Normalkraft N übereinstimmt. Solange dies nicht der Fall ist, muß das Verfahren mit veränderten Richtungen der Nullachse wiederholt werden. Wie man dabei zweckmäßig im einzelnen vorzugehen hat, kann aus mehreren Lehrbüchern der Graphostatik und Festigkeitslehre an Hand des dort für das Mohrsche Verfahren Gesagten ersehen werden[11]).

München, im Februar 1925.

WIEDERHERSTELLUNG VON VERLADEBRÜCKEN IN DEN STETTINER HAFENANLAGEN.

Vom Geheimen Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Siegmund Müller.

In der Praxis der Bauunfälle gehören Zerstörungen größerer Eisenbautragwerke erfreulicherweise zu großen Seltenheiten. Der heutige Stand der Berechnungsmethoden, die sorgfältige Ausführung in den Eisenbauanstalten und nicht zum wenigsten die hohe Zuverlässigkeit des Materials ergeben derartige Sicherheiten für das Gesamtbauwerk, daß die Möglichkeit von Unfällen fast nur noch an das Eintreten völlig unvorhergesehener Kraftwirkungen geknüpft ist. Bei festen Verkehrsbrükken sind solche Fälle höherer Gewalt besonders selten; bei beweglichen Brükken, und zwar sowohl bei Verkehrs- wie bei Kranbrücken, ist nach der Statistik die Möglichkeit für das Eintreten unvorhergesehener Kraftwirkungen durch Auffahren und Anprallen eher gegeben. So bedauerlich solche Unfälle infolge höherer Gewalt an sich sind, so bieten sie andererseits für den nachprüfenden Konstrukteur meist eine gute Möglichkeit, aus der Wirklichkeit entnommene Unterlagen für die Beurteilung der Gesamtsicherheit eines großen Eisenbauwerkes zu erhalten. Aus den Deformationen der überanstrengten Teile läßt sich am ehesten erkennen, welche Teile des Gesamttragwerkes den geringsten Sicherheitsüberschuß enthalten und welchen verstärkenden Einfluß die Nebenglieder und Aussteifungen auf die theoretisch ermittelten Hauptbeanspruchungen in Wirklichkeit ausüben. Überanstrengungen durch höhere Gewalt sind, ähnlich wie Bruch- und Probebelastungen, immer ein gewisses Beweismittel sowohl für die Richtigkeit der Berechnung und der konstruktiven Durchbildung wie für die in dem Tragwerk vorhandenen Sicherheitsfaktoren.

Abb. 1. Gesamtansicht der vier beschädigten Verladebrücken.

Schon aus diesem Grunde dürfte es nicht ohne Interesse sein, einen derartigen, lediglich infolge höherer Gewalt eingetretenen Unfall an vier Kranbrücken im Reiherwerder-Hafen zu Stettin näher zu betrachten und die Ergebnisse aus den theoretischen und konstruktiven Nachprüfungen zu beleuchten. Vom eisenbautechnischen Standpunkt dürfte dieser Bauunfall noch dadurch Bedeutung gewinnen, daß die teilweise zerstörten Tragwerke trotz erheblicher Schwierigkeiten in kürzester Zeit und mit geringem Kostenaufwand nicht nur ausgebessert, sondern auch auf erhöhte Tragfähigkeit gebracht werden konnten. Daß gerade Eisenkonstruktionen selbst bei großen Spannweiten gute Möglichkeiten bieten, in verschiedener Form durch Hinzufügung neuer Glieder sowie durch Aussteifung und Ver-

---

[11]) Vgl. z. B. Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, 2. Aufl., I. Bd., S. 72. — Keck-Hotopp, Vorträge über Elastizitätslehre, 3. Aufl., I. Teil, S. 288. — Foerster, Graphostatik und Festigkeitslehre, Berlin, bei Springer, S. 132.

stärkung vorhandener Einzelquerschnitte höhere Widerstandsfähigkeit zu erhalten, ist durch die vielfach ausgeführten Brückenverstärkungen für die schweren Lastenzüge bewiesen.

Nachdem die wiederhergestellten Verladebrücken in den Stettiner Hafenanlagen ihre Bewährung durch fast dreijährigen Betrieb erwiesen haben, kann jetzt ein abschließendes Urteil über die Güte der ausgeführten Rekonstruktionen gegeben werden. Sowohl in bezug auf die Untersuchungsergebnisse der Überanstrengungen im Tragwerk wie auch in bezug auf die Berechnung und Ausführung der Wiederherstellungs- und Verstärkungsarbeiten dürften die Stettiner Verladebrücken ein nicht uninteressantes Beispiel bieten.

Einen Überblick über die durch den Unfall getroffenen Tragwerke zeigen Abb. 1 und das in Abb. 4 dargestellte Liniennetz. Im Reiherwerder-Hafen stehen vier Laufbrücken hintereinander; davon sind die in Abb. 1 mit 2, 3 und 4 bezifferten von gleicher Bauart. Das Tragwerk ist durch das Liniennetz der Abb. 4 dargestellt. Die drei gleichen Laufbrücken haben eine Stützweite von 40 m, ein Gesamtgewicht von je 170 t und mit Ausleger eine Gesamtlänge von 94 m.

Die Laufbrücke 1 hat keinen Ausleger; der auf gleichfalls 40 m Schienenentfernung laufende Portalbock trägt einen Drehkran, wie es die Abb. 1 deutlich veranschaulicht.

Der Untergurt der drei gleichen Auslegerbrücken liegt 15 m über Schienenoberkante. Bei der erheblichen Gesamtlänge und der beträchtlichen Höhe bieten die Brücken eine ungewöhnlich große Angriffsfläche für Winddruck. Bei fahrbaren Verladebrücken liegen in bezug auf die Aufnahme der Windkräfte ähnliche Verhältnisse vor wie bei Dreh- und Klappbrücken. Die Notwendigkeit, durch auf Schienen gesetzte Räder den Bewegungswiderstand der Brücke für normalen Betrieb möglichst gering zu gestalten, hat bekanntlich andererseits den Nachteil, daß es ungewöhnlich schwer ist, bei starken Windstürmen die auftretenden Horizontalkräfte mit genügender Sicherheit aus den Kranfüßen in den festen Untergrund zu übertragen. Naturgemäß bietet ein vom Sturm gefaßtes Krantragwerk, sobald es erst einmal ins Rollen gekommen ist, ein außerordentlich schweres Gefahrenmoment. Wie bei beweglichen Verkehrsbrücken wird daher bei fahrbaren Kranbrücken die Möglichkeit der Betriebsbenutzung durch die Windstärke in den Berechnungen begrenzt. Im vorliegenden Falle war für die Berechnung und für die Betriebsbenutzung vorgesehen, daß die Krane bei einer Windstärke 6 außer Betrieb gesetzt werden und durch eine starke Verankerung mit bestimmten, für diesen Zweck vorgesehenen Fundamenten verbunden werden sollten; solche Ankerfundamente waren in Abständen von etwa 80 m vorgesehen. Windstärke 6 ist bekanntlich nur eine steife Brise mit einer Windgeschwindigkeit von 15,2 m/Sek. und einem statischen Winddruck von rd. 28 kg/m². Diese Windgrenze von weniger als 30 kg/m² wird meist auch für die Außerbetriebsetzung von Dreh- und Klappbrücken größerer Länge und größerer Höhe angenommen. Die Betriebsvorschrift für die vier Stettiner Kranbrücken lautete, daß bei Eintreten der Windstärke 6 die Krane sofort an die Ankerplätze verfahren und durch Bolzen fest mit den Fundamenten verbunden werden sollten. Für die Stillegung bei normalem Wetter waren in den Radkästen der Brücken Klauen vorgesehen, die durch Betätigung eines Handrades mit ihren Backen an den Laufschienen festgeklemmt wurden.

Am 6. Juli 1922 waren bei fast windstillem Wetter die drei Verladekrane 1, 3 und 4 im Betrieb, Verladekran 2 war an den Schienenköpfen durch die von Hand bedienten Hebelklauen festgeklemmt. Völlig unvermutet setzte auf einmal eine Gewitterbö von ganz ungewöhnlicher Stärke ein. Auf dem engbegrenzten Hafengebiet wurde die Windstärke zwar nicht gemessen; nach Schätzungen hat aber die Windpressung den mehrfachen Wert der Betriebsgrenze von 30 kg/m² erreicht.

Unter dem Anprall der Sturmbö versagte zunächst die Befestigung mit den Schienenklauen. Die Brücke 2 setzte sich nach Norden zu gegen die Brücke 1 in Bewegung. Der Führer des Kranes 1, welcher die Gefahr erkannte, fuhr der heranrollenden Brücke 2 mit seinem Kran entgegen und brachte sie tatsächlich auch zum Stehen. Inzwischen hatte aber die Sturmbö die beiden in Betrieb befindlichen Brücken 3 und 4 gefaßt und trotz Gegenbremsen in Bewegung gesetzt. Das momentane, unerwartete Auftreten hatte es nicht mehr möglich gemacht, die für diese Brücken in der Berechnung vorgesehene Verankerung zur Ausführung zu bringen. Brücke 3 lief auf die Brücken 2 und 1 auf und schob sie zunächst bis zum nördlichen Prellbock, ohne diesen jedoch zu zerstören. Schließlich kam die Brücke 4 mit erheblicher Geschwindigkeit, nach Verlaufen einer 200 m langen Strecke, auf die ersten drei Brücken zugefahren und prallte auf sie auf. Brücke 1 zerstörte den Prellbock und stürzte schräg in die Bodenmassen des Geländes; die drei anderen Brücken wurden im Anprall hochgehoben und sprangen beim Rücksturz aus den Kranschienen. Die Abb. 1 zeigt deutlich das Gesamtbild der vier aufeinandergeprallten Kranbrücken. Berücksichtigt man die Wucht der lebendigen Massen, so haben sich die weitgespannten Brücken im großen und ganzen ungewöhnlich gut gehalten.

Für den Magistrat der Stadt Stettin war es von höchstem Wert, die Krane in möglichst kurzer Zeit wieder in Gang zu setzen, da durch den Unfall das modernste und bestausgestattete Becken der gesamten Hafenanlage außer Betrieb gesetzt war. Für diese schwierigen, hauptsächlich an Ort und Stelle auszuführenden Arbeiten konnte naturgemäß nur die bekannte, gerade auf dem Gebiete der beweglichen Brücken erfahrene Stettiner Eisenbauanstalt G o l l n o w & S o h n in Frage kommen, da sie neben der guten Einrichtung ihrer Werk- und Montageanlagen auch den großen Vorteil der Nähe bot. Die Firma Gollnow & Sohn hat die ihr von der Stadt Stettin übertragenen Aufgaben tatsächlich auch in ungewöhnlich schneller Zeit gelöst.

Verfasser hat den Hafenbehörden der Stadt Stettin bei der Untersuchung der überanstrengten Tragwerke sowie bei der Berechnung und Ausführung der Rekonstruktionsarbeiten als sachverständiger Gutachter zur Seite gestanden.

Wie schon die ersten Versuche zeigten, konnten sämtliche Brücken ohne besondere Schwierigkeiten auf die Schienen gesetzt und in eine günstige Montagestellung gebracht werden. Am wenigsten hatten die Brücken 1 und 2 gelitten. Obwohl die Brücke 1 unter Zerstörung des Prellbocks tief in das Erdreich abgestürzt war und, wie Abb. 1 zeigt, stark schief lag, zeigte das Tragwerk dieser Brücke trotzdem die geringsten Beschädigungen. Die Brücke 1 hat eine weit über das normale Maß hinausgehende, durch reichliche Anordnung von Verbänden erzielte räumliche Aussteifung und ein besonders hohes, durch kräftige, steife Diagonalen gegliedertes Paralleltragwerk mit kräftigen Gurten. Auch der Windbock ist bei dieser Brücke besonders kräftig ausgebildet. Wie fast alle Unfälle beweglicher Brücken, so zeigt auch das Verhalten dieser Verladebrücke 1, daß Mehraufwendungen an Material und steife hohe Gliederung für bewegliche Tragwerke von besonderem Vorteil sind.

Verladebrücke 2 hatte den geringsten Anprall auszuhalten und ist daher von den drei gleichen Brücken am wenigsten beschädigt worden. Die Verladebrücken 3 und 4 zeigten dagegen, besonders in ihren wasserseitigen Stützen, so starke Stauchungen und Ausknickungen, daß bei ihnen eine gründliche Wiederherstellung erfolgen mußte.

Aus den Untersuchungen der beschädigten Tragwerke sind sowohl die n e g a t i v e n als auch die p o s i t i v e n Ergebnisse von Interesse. Bei keiner der vier Brücken hat sich auch nur an einem Zugstab irgend eine Beschädigung gezeigt. Desgleichen ist an keinem Stabanschluß, weder an unbeschädigten Zug- und Druckgliedern noch an den ausgebogenen Druckstäben, irgend eine Überanstrengung festzustellen gewesen. Beschädigungen von Nieten, Verdrückungen an Nietlöchrändern oder Langrecken von Nietlöchern waren nirgends festzustellen. Ebensowenig waren auch nur die geringsten Haarrißbildungen oder Fließerscheinungen an Knotenblechen trotz genauester Untersuchung irgendwo zu erkennen. Alle Beschädigungen

erstreckten sich ausschließlich auf Druckglieder, und zwar auf zusammengesetzte Stäbe.

Infolge der durch die Stauchungen und Ausbiegungen notwendig gewordenen Verstärkungs- und Auswechslungsarbeiten waren die Hauptstützen und die Hauptträger vorübergehend nicht tragfähig. Es mußten daher zunächst mit Hilfe eines 35 m hohen Werftschwimmkranes von 30 t Tragfähigkeit die Ausleger abgenommen werden, um die Stützen von ihrem erheblichen Eigengewicht zu entlasten; die zu verstärkenden Brücken wurden alsdann durch Gerüsttürme, welche bei

Abb. 2. Oberes Brückenende des Verladekranes 4.

ler Eisenbauanstalt Gollnow & Sohn vorrätig waren, auf anzer Länge unterstützt.

Vor der Inangriffnahme der einzelnen Verstärkungsarbeiten vurden zunächst die Brücken in allen Teilen eingehend eprüft; insbesondere wurden sämtliche Nietverbindungen abeklopft und die vorhandenen Deformationen mit möglichster ;enauigkeit festgestellt. Die wichtigsten Beschädigungen, 'elche die Brücken erlitten hatten, lassen sich aus der Abb. 2, 'elche den Zustand der Brücke 4 zeigt, deutlich erkennen. Die Brücke 3 wies bemerkenswerter Weise fast genau dieselben Deormationen auf. Auch bei der Brücke 2 waren die Ausiegungen, wenn auch dem Umfange nach geringer, im Geamtbild fast die gleichen.

Die für die ausgebauchten und gestauchten Stäbe geählten Wiederherstellungs- und Verstärkungsmethoden sind ı ihren Hauptpunkten durch die Querschnitte auf der Tafel, bb. 4, zur Darstellung gebracht. Die Rekonstruktionsbeiten gliedern sich in zwei Gruppen: einmal in die Viederherstellung der gestauchten und verbogenen Hauptruckstäbe, nämlich der vertikalen Pfosten a und b (siehe

Abb. 4) und andererseits in die Wiederherstellung und Knickverstärkung gedrückter Diagonalen (Füllungsstäbe c und d, sowie Schrägstiele e).

Wie die Abb. 2 bei Punkt a deutlich zeigt, war in der oberen Stützenvertikale, die nach dem dargestellten Querschnitt in Abb. 4 aus zwei **U**-Eisen mit Kopflamellen besteht, eine ausgesprochene Gesamtstauchung eingetreten. Die **U**-Eisen zeigten auf kurzer Länge eine kräftige Ausbauchung nach außen; die Kopflamellen waren zwischen den nächsten Nieten nach der Gegenseite in Form einer Falte über die ganze Breite aus-

Abb. 3. Ausgebogene Hauptdruckstäbe.

gebeult. Der untere ebenfalls aus zwei **U**-Eisen bestehende Stützenstiel b war in der Nähe des unteren Anschlußpunktes stark verbogen.

Diese beiden Stäbe wurden durch teilweises Aufschneiden, Geraderecken und durch Einlegen neuer Verstärkungsglieder rekonstruiert. Beim Stab a wurden die U-Eisen nach Aufschneiden der Kopflamellen zurückgebogen und durch außen aufgelegte **U**-Eisen, wie es die besonders hervorgehobenen Glieder in Abb. 4 zeigen, verstärkt. Die ausgebauchte alte Lamelle wurde durch eine neue stärkere Kopfplatte bis weit über die festgestellten Deformationen hinaus ersetzt.

Bei dem unteren Stützenstiel b wurden an der Stelle der größten Biegung die Lamellen auf 450 mm herausgeschnitten und durch eine gleichzeitig als Verbandknotenblech dienende Platte ersetzt. Die **U**-Eisen wurden gerichtet und sodann der Lamellenquerschnitt durch ein aufgelegtes Breitflacheisen von 2,7 m Länge und durch innen aufgelegte neue **U**-Eisen von gleicher Länge verstärkt, wie es der entsprechende Querschnitt b in Abb. 4 im einzelnen darstellt.

Für die an den Knotenblechen auflaufenden Füllungsstäbe ist die einfachste Rekonstruktion meist das Herausnehmen des beschädigten Stabes und das genaue Einpassen eines neuen Gliedes. In dieser Weise sind bei den beschädigten Brücken die oberen Diagonalen d sowie die unteren Diagonalen c durch neue Stäbe ersetzt worden. Abb. 3 zeigt die ausgebauten Stäbe mit ihren markanten Knickerscheinungen. Wie nachfolgend bei der statischen Untersuchung angegeben, war es zweckmäßig, die Verbindungsschnallen beider Stäbe kräftiger und in größerer Anzahl anzuordnen.

Die Schrägpfosten e (siehe Abb. 4) erhielten bei der Rekonstruktion eine Zwischenaussteifung, trotzdem diese Stäbe nicht ausgebogen waren. Die Prüfung der statischen Berechnung hatte für alle Glieder des alten Bauwerkes normale Beanspruchungen und Knicksicherheiten nachgewiesen. Nur für die schrägen Pfosten e ergaben sich größere Werte, wenn mit einem Winddruck nicht nur in Richtung der Brücke und senkrecht zur Brücke, sondern mit einem Winddruck unter 45° zur Brücke gerechnet wurde. Verfasser hatte kurz vorher Gelegenheit, den Unfall einer ähnlichen Verladebrücke unter starken Windstößen in den statischen Wirkungen nachzuprüfen. Die untersuchte Brücke war unter dem Einfluß eines unter 45° antreffenden Winddruckes gerade in dem Schrägpfosten ausgeknickt und dann vollständig eingestürzt. Die Nachprüfung dieser Brücke hat gezeigt, daß für diesen Schrägpfosten die Windrichtung unter 45° eine Mehrkraft von fast 50 vH gegenüber einem Winddruck in Richtung und senkrecht zur Brücke ergeben hatte. Diese Erfahrung veranlaßte den Verfasser, auch bei dieser Brücke den Einfluß eines Schrägwindes auf den Pfosten e zu untersuchen. Auch hier ergibt sich eine Steigerung der Höchstkraft fast um die Hälfte, so daß die Schrägpfosten durch eine Zwischeneinteilung knickfester ausgestaltet werden mußten. In der Abb. 4 zeigt das Systembild mit den gestrichelten Linien die neu eingelegten Zwischenstäbe.

Außer den vorbeschriebenen Hauptbeschädigungen des Tragwerkes wurden verschiedene örtliche Verbiegungen, die durch Zusammenstoß der Brücken mit Schiffsmasten entstanden waren, teils durch Geraderichten, teils durch Neueinbauen von Stäben beseitigt. Auch mußte eine Anzahl der Stäbe des Windverbandes, welcher neben der Katzenfahrbahn liegt, in erheblichem Umfange gerichtet werden. Die Radwagen wiesen, da sie den Hauptanprall der Brücken aufzunehmen hatten, erhebliche örtliche Beschädigungen auf und mußten daher in ihrer Eisenkonstruktion zum Teil neu hergestellt werden; diese Arbeiten konnten ebenso wie die Vorbereitung des neu einzubauenden Materials im Werk der Firma Gollnow & Sohn erledigt werden.

Netzbild der Verladebrücken 2, 3 und 4.

Abb. 4. Verstärkte Querschnitte der Hauptdruckstäbe.

Ingesamt sind etwa 20 t Neumaterial eingebaut worden. Bei dem Gesamtgewicht von rd. 500 t für die drei gleichen Brücken hat das neu eingebaute Material nur 4 vom Hundert betragen.

Wie vorerwähnt, sind die Wiederherstellungsarbeiten trotz besonderer Sorgfalt ungewöhnlich schnell erledigt worden und haben bei jeder Brücke immer nur wenige Wochen in Anspruch genommen. Tatsächlich ist die Brücke 2 Anfang August, die Brücke 1 Anfang September und die Brücken 3 und 4 im Oktober in Betrieb genommen; jedoch sind die Fristen nicht durch die Konstruktionsarbeiten bestimmt gewesen. Der Magistrat benutzte die Gelegenheit der Wiederherstellung, um die Kriegsmaterialien der elektrischen Einrichtungen auszubauen und durch hochwertige Friedensmaterialien ersetzen zu lassen.

Nach Fertigstellung der Rekonstruktionsarbeiten wurde jede Brücke sorgfältig durch Probebelastungen geprüf

und in bezug auf ihre elastischen Deformationen und Schwingungen untersucht. In Abb. 5 sind die Durchbiegungen und Schwingungen für den Untergurtknoten in der Mitte des Innenfeldes nach direkter Messung dargestellt, und zwar für verschiedene Lastfälle der Katze bis zu ihrer zulässigen Höchstbelastung. Die Durchbiegungen zeigen einen durchaus kontinuierlichen Verlauf; die gemessenen Werte betragen nur rd $^3/_4$ der theoretischen Durchbiegungswerte. Die an verschiedenen Stellen der Brücken bei voller Geschwindigkeit der Katze vorgenommenen Schwingungsmessungen haben nirgends unzulässige Werte gezeigt. Bei dem jetzt fast dreijährigen Betrieb haben sich keinerlei Schäden oder Schwächen im Tragwerk

Abb. 5. Durchbiegungen und Schwingungen des Punktes a bei Katzenfahrt von c nach b und von x nach a.

ergeben, so daß nach allen Feststellungen die Rekonstruktion der Verladebrücken als durchaus gelungen bezeichnet werden kann.

Neben den konstruktiven Fragen der eigentlichen Wiederherstellungsarbeiten dürfte es von Interesse sein, aus den aufgetretenen Zerstörungen theoretische Rückschlüsse über das statische Verhalten des Tragwerkes zu ziehen. Örtliche Beschädigungen, wie sie an den abgestürzten Brückenwagen und den Auslegerträgern durch Zusammenprallen mit anderen starren Teilen entstanden sind, dürften für derartige Betrachtungen ausscheiden, da die Kraftwirkungen solcher Stöße sich gar nicht übersehen lassen. Wohl aber können die durch das Anwachsen der inneren Stabkräfte eingetretenen Beschädigungen zu Rückschlüssen benutzt werden, und zwar um so besser, je mehr diese Beschädigungen gleichartige Bilder ergeben. Das innere Anwachsen der Stabkräfte ist bei den in Frage kommenden Brücken 3 und 4 offensichtlich durch Auflagerkräfte an den wasserseitigen Stützen hervorgerufen worden. Die Wagen der heftig zusammengeprallten Brücken haben sich gegeneinander aufgebäumt und sind dann mit wuchtigem Anprall auf die Granitplatten der Ufermauern herabgestürzt. Dabei ist naturgemäß eine hohe lotrechte und eine nicht unerhebliche wagerechte Auflagerkomponente aus den wasserseitigen Brückenfüßen in das System eingetreten.

Auf die vertikalen Auflagerkräfte sind die Stauchungen und Ausknickungen in den Druckvertikalen (a, b), auf die wagerechten Komponenten vor allem die Ausbiegungen in den Diagonalen c zurückzuführen. Die Beschädigungen in den Druckdiagonalen d dürften überwiegend von den lotrechten, zum kleineren Teile von den wagerechten Kraftwirkungen an den Brückenfüßen verursacht worden sein.

Die statische Einzeluntersuchung dieser Stäbe gibt folgendes Bild:

Druckvertikalen a und b (vgl. Abb. 4: Netzbild und Querschnitte).

Beide Stäbe haben einen Querschnitt aus zwei Waggonbau-U-Eisen 11¾ und eine 10 mm starke, einseitige Lamelle, die beim Stabe a eine Breite von 370 mm, beim Stabe b eine solche von 520 mm besitzt.

Nach der statischen Berechnung zeigt der Stab a für den gefährlichsten Kraftzustand einen Druck von 78,4 t. Bei einer Querschnittsfläche von $F = 82{,}2\ \text{cm}^2$ besitzt er für die materialfreie Achse ein Trägheitsmoment $J_y = 1720\ \text{cm}^4$ und einen Trägheitsradius $i_y = 4{,}58$ cm; mit der Knicklänge des Stabes von $s_k = 230$ cm ergibt sich ein Schlankheitsverhältnis von $\lambda = \frac{s_k}{i_y} = 50$. Der Stab liegt also im unelastischen Knickbereiche; nach Tetmajer berechnet sich die Knickbruchspannung

$$\sigma_k = 3{,}1 - 0{,}0114 \cdot 50 = 2{,}53\ \text{t/cm}^2,$$

also wird die Knickbruchkraft

$$P_k = 2{,}53 \cdot 82{,}2 = 208\ \text{t}.$$

Die Druckvertikale a hat als Gesamtstab für den in der statischen Berechnung ermittelten Größtwert eine Sicherheit nach Tetmajer von

$$\psi = \frac{208}{78{,}4} = 2{,}65\,.$$

Das Ergebnis der Nachprüfung entspricht den üblichen Anforderungen der Knickfestigkeitsberechnungen.

Für die Einzelglieder des Querschnittes a ergeben sich etwas ungünstigere Werte. Der Nietabstand für den durchgehenden Anschluß der Lamelle beträgt 19 cm; bei dem vorhandenen Nietdurchmesser von $\varnothing = 20$ mm ist also der Nietabstand gleich dem 9,5 fachen Nietdurchmesser. Dieses Verhältnis geht über die für die konstruktive Durchbildung meist angenommenen Grenzwerte von 6 bis 7 nicht unerheblich hinaus. Für die Lasche ermittelt sich bei einem Querschnitt von $F = 37{,}0\ \text{cm}^2$ und einem kleinsten Trägheitsmoment von $J_y = 3{,}1\ \text{cm}^4$ ein kleinster Trägheitsradius von $i_y = 0{,}29$ cm, so daß bei einer freien Knicklänge von 19 cm eine Schlankheit von $\lambda = \frac{19}{0{,}29} = 66$ und eine Knickbruchspannung von $\sigma_k = 3{,}1 - 0{,}00114 \cdot 66 = 2{,}35\ \text{t/cm}^2$ entsteht. Die Knicksicherheit der Lamelle berechnet sich hieraus wie folgt:

$$\psi = 2{,}65 \cdot \frac{2{,}35}{2{,}53} = 2{,}42\,;$$

sie ist etwa um 10 vH geringer als die Sicherheit des Gesamtstabes. Trotzdem der Unterschied in der Knickfestigkeit des Gesamtstabes und der Einzellamelle rechnerisch gewiß nicht erheblich ist, war seine Wirkung bei den eingetretenen Deformationen deutlich erkennbar: nicht der Gesamtstab hat eine Ausbiegung erhalten, sondern die Lamelle ist zwischen zwei Nietrissen ausgebogen. Der Stab hat dann infolge dieser Ausbeulung eine eng begrenzte Stauchung erhalten.

Das Vergleichsergebnis für den Stab a wird durch die Gegenüberstellung mit dem unter ähnlichen statischen Verhältnissen dimensionierten Stab b um so bemerkenswerter. Dort sind die entsprechenden Werte:

Stabkraft = 90,8 t,
Querschnitt $F = 97{,}2\ \text{cm}^2$,
Trägheitsmoment $J_y = 1880\ \text{cm}^4$,
Trägheitsradius $i_y = 4{,}40$ cm,
Knicklänge $s_k = 260$ cm,
Schlankheit $\lambda = \frac{s_k}{i_y} = 59$,
Knickbruchspannung $\sigma_k = 2{,}425\ \text{t/cm}^2$.

Bei sonst gleicher Anordnung hat die Lamelle einen Nietabstand von rd. 16,5 cm, d. h. einen Abstand vom 8,25 fachen Nietdurchmesser. Für die Lamelle gelten folgende Werte:

Fläche $F = 52\ \text{cm}^2$,
Trägheitsmoment $J_y = 4{,}33\ \text{cm}^4$,
Trägheitsradius $i_y = 0{,}288$ cm,
Schlankheit $\lambda = \frac{16{,}5}{0{,}288} = 57{,}3$,
Knickbruchspannung $\sigma_k = 2{,}447\ \text{t/cm}^2$.

Beim Stabe b ist also die Knicksicherheit der Lamelle fast gleich der Knicksicherheit des Gesamtstabes, genau genommen sogar um eine geringe Differenz größer gewesen. Dem Unterschied in der rechnerischen Festigkeit entspricht durchaus das Verhalten des Stabes beim Unfall: Stab b zeigte nicht mehr eine Ausbeulung einer Lamelle mit daraus folgender Stauchung, sondern eine deutliche Ausbiegung des ganzen Stabes. Bei der Vertikalen b ist die Knicksicherheit des Gesamtstabes

$$\psi = \frac{2{,}425 \cdot 97{,}2}{90{,}8} = 2{,}62\,,$$

also fast genau so groß wie beim Stabe a.

Nicht ohne Interesse dürfte eine vergleichende Nachrechnung der Stäbe a und b nach den neuen ministeriellen Bestimmungen für Hochbauberechnungen sein.

Im Stabe a wird für die Schlankheit von $\lambda = 50$ die Knickzahl $\omega = 1{,}17$. Demnach errechnet sich aus der mit ω multiplizierten Stabkraft eine Grenzspannung von

$$\sigma = \frac{78{,}4 \cdot 1{,}17}{82{,}2} = 1{,}115\ \text{t/cm}^2.$$

Der Stab ist auch nach den neuen Vorschriften als genügend knicksicher anzusehen.

Aus dem Verhalten der Druckvertikalen ist zu schließen, daß die an den Brückenfüßen entstandenen Vertikalkräfte etwa das 2,5 fache der Grenzwerte aus der statischen Berechnung angenommen haben; die horizontalen Auflagerkräfte sind in größerem Maße angewachsen.

Die Druckdiagonalen c zeigen ein anderes Bild der theoretischen Ursachen für das Versagen der Stäbe beim Unfall. Im ursprünglichen Zustande war der Stab, dessen Querschnitt aus zwei ungleichschenkligen Winkeleisen 160 · 80 · 12 besteht, bei einer Gesamtlänge von $s_k = 6{,}05$ m durch fünf Schnallen von 150 mm Breite und 10 mm Stärke zusammengebunden; jedes Bindeblech war mit zwei Nieten von 20 mm Durchmesser beiderseits angeschlossen. Zwischen den Schnallenmitten ergab sich ein Abstand von $e = 109$ cm; die Entfernung der Nietrisse betrug 100 cm. Die langen Schenkel hatten einen lichten Abstand von 16,2 cm, so daß die Schwerpunkte der Winkel eine Entfernung von $h = 18{,}8$ cm und die Nietrisse einen Abstand von 24,2 cm erhielten. Nach der statischen Berechnung ist die Grenzkraft $S = -10{,}5$ t. Für die ursprüngliche Form des Stabes berechnen sich folgende Werte:

Querschnitt $F = 55{,}0\ \text{cm}^2$,
kleinstes Trägheitsmoment des Gesamtstabes für die Materialachse $J_x = 1438\ \text{cm}^4$,
Trägheitsmoment für die materialfreie Achse $J_y = 5100\ \text{cm}^4$,
Trägheitsmoment für den einzelnen Winkel $J_1 = 79\ \text{cm}^4$.

Für den Gesamtstab wird die Schlankheit in bezug auf die Materialachse $\lambda_x = 118$, für die materialfreie Achse $\lambda_y = 63$, im Einzelstab wird die Schlankheit

$$\lambda_{\min} = \frac{100}{1{,}7} = 59\,.$$

Für die Materialachse wird (im elastischem Bereiche) die Eulersche Knickbruchkraft

$$P_k = \frac{\pi^2 E J}{s_k^2} = \frac{10 \cdot 2\,150\,000 \cdot 1438}{605^2} = 83{,}5\ \text{t},$$

so daß sich eine Sicherheit von

$$\psi_E = \frac{83{,}5}{10{,}0} = \sim 8$$

errechnet. Als Rahmenstab wird nach Müller-Breslau für die y-Achse die Bruchkraft

$$P_k = \frac{P_T}{1 + \frac{P_T\, e^2}{E J}}\,,$$

wobei P_T nach Tetmajer $= (3{,}1 - 0{,}0114 \cdot 63) \cdot 55 = 121$ t zu berechnen wäre. Nach der Krohnschen Formel für mehrteilige Stäbe ist als Stabkraft des Einzelwinkels anzunehmen:

$$S_1 = S\,\frac{68\,h}{136\,h - s_k} = 0{,}655\,S.$$

Demnach ist die entsprechende Knickbruchkraft des ganzen Querschnittes vergleichsweise mit

$$(3{,}1 - 0{,}0114 \cdot 59) \cdot \frac{55}{2} \cdot \frac{1}{0{,}655} = 102\ \text{t}$$

anzusetzen. Die Knicksicherheit des Gesamtstabes für die materialfreie Achse war also nach jeder Berechnungsart größer als die Sicherheit für die Materialachse; nach der ungünstigsten Berechnung (Müller-Breslau) war diese Sicherheit etwa 9 fach.

Freilich würde diese Sicherheit voraussetzen, daß die Schnallenverbindungen die entsprechenden Kräfte hätten aufnehmen können; das war aber nicht der Fall. Berechnet man für den ursprünglichen Stab c die dem Zustande der Knickbruchkraft entsprechende Querkraft nach Krohn mit der Formel $Q = \frac{F}{14}$ und die in den beiden Bindeblechen auftretende Scherkraft

$$T = \frac{Q\,e}{h} = \frac{55}{14} \cdot \frac{109}{18{,}8} = 22{,}8\ \text{t},$$

so wird die Biegungsbeanspruchung

$$\sigma_b = \frac{22{,}8\ \text{t} \cdot 12{,}1\ \text{cm}}{2} \cdot \frac{1}{W},$$

wobei W das Widerstandsmoment des durch zwei Niete geschwächten Schnallenquerschnittes bedeutet. Aus dem Biegungsmoment berechnet sich bei 9 cm Abstand der Niete eine quer zum Stab gerichtete Nietkraft

$$N_1 = \frac{138\ \text{tcm}}{9\ \text{cm}} = 15{,}3\ \text{t};$$

mit der in der Stabrichtung wirkenden Nietkraft von

$$N_2 = \frac{T}{4} = 5{,}7\ \text{t}$$

entsteht eine resultierende Nietkraft von $N_r = 16{,}2$ t. Die Nietscherbeanspruchung wird dann

$$\tau = \frac{16{,}2}{3{,}14} = 5{,}5\ \text{t/cm}^2.$$

Man kann als Scherbruchspannung kaum die Hälfte dieses Wertes annehmen, so daß sich bestenfalls in der materialfreien Achse für die Bindebleche eine etwa vierfache Sicherheit errechnen läßt. Die Schnallenverbindung war also die bei weitem schwächste Stelle des Druckstabes. Dem gefundenen rechnerischen Ergebnis entspricht durchaus der Zustand der Zerstörung; offenbar hat die Nietverbindung in dem mittelsten Bindebleche zuerst nachgegeben und dann ist der Stab an dieser Stelle ausgebogen.

Deformationsbefund und Nachprüfung dürften daher als ein bemerkenswert deutlicher Wirklichkeitsbeweis für die im letzten Jahrzehnt immer mehr verfochtenen Forderungen gelten; sie gehen bekanntlich darauf hinaus, daß bei den Bindeblechen sowohl an die Abmessungen und Nietanschlüsse wie auch an die Abstände der Bleche schärfere Anforderungen gestellt werden müssen.

Der neu eingesetzte Stab c ist in den Verbindungen erheblich kräftiger ausgestaltet worden; die Bindebleche sind

verstärkt (280 · 12) und mit drei Nieten beiderseits angeschlossen worden. Ihre Anzahl wurde außerdem auf sechs erhöht, so daß sich zwischen den Blechmitten ein Abstand e = 85 cm, zwischen den Anschlußnieten ein Abstand von 65 cm ergab. Für die materialfreie Achse wird dann die Bruchkraft des Rahmenstabes nach Müller-Breslau $P_k = 106$ t, die Biegungsspannung in den Schnallen wird für den Knickbruchzustand $\sigma_b = 885$ kg/cm², die Scherspannung der Anschlußniete $\tau = 1980$ kg/cm².

Die Nachprüfung nach den neuen Hochbauvorschriften zeigt zwar für die Einzelteile eine Schlankheit $\lambda = 38$, ist also etwas größer als 30; aber aus der vorgeschriebenen Querkraft von $Q = 0{,}02 \cdot S = 0{,}21$ t errechnet sich eine Biegungsbeanspruchung der Bindebleche von nur 94,4 kg/cm² und eine Nietspannung von nur 213 kg/cm². Auch für den neuen Gesamtstab ergeben sich nach den jetzigen Vorschriften zulässige Werte: mit den ω-Werten wird für die Materialachse $\sigma = 633$ kg/cm², für die materialfreie Achse $\sigma = 247$ kg/cm²; beide Werte sind erheblich niedriger als die zulässigen Rechnungsspannungen von 1200 kg/cm².

Die statische Nachprüfung des Stabes d bestätigt die Untersuchungen der Stäbe a, b und c. Diagonale d ist wieder ein Rahmenstab; sie wird aus zwei U-Eisen 18 mit Bindeblechen auf beiden Seiten gebildet. Für die ursprüngliche Form waren die Biegungs- und Scherbeanspruchungen in den Bindeblechen nicht so ungünstig wie beim Stabe c, so daß in der Diagonale d sich die Knicksicherheit des Gesamtstabes als der gefährlichste Wert ergab; nach Müller-Breslau war diese Sicherheit nur eine 2,44-fache. Tatsächlich ist auch bei der Diagonale d eine Gesamtausbiegung des Stabes eingetreten. Die neu eingesetzte Schräge d hat eine größere Anzahl verstärkter Bindebleche mit dreinietigen Anschlüssen erhalten.

Zusammenfassend ergeben die statischen Nachprüfungen folgendes Bild:

1. Die durch das Anprallen der Brücken entstandenen Auflagerkräfte sind im Mittel etwa gleich den dreifachen Größtwerten der statischen Berechnungen gewesen.

2. Durch diese erhöhten Kräfte sind — lediglich in den Hauptdruckstäben — genau an den rechnerisch schwächsten Stellen Ausbiegungen entstanden.

3. Bei den Druckstäben mit durchgehend aufgenieteten Lamellen hat sich der zu große Nietabstand, bei den Rahmenstäben mit Bindeblechen die zu weite Entfernung der Schnallen und deren geringe Stärke als ungünstig erwiesen.

4. Zugstäbe und Knotenblechanschlüsse haben keinerlei Schäden erlitten.

Neben den statischen und konstruktiven Folgerungen werden für den Entwurf von fahrbaren Verladebrücken auch die Ursachen des Unfalles zu beachten sein; die eingangs beschriebenen Feststellvorrichtungen haben versagt. Als Verbesserungen könnten etwa in Vorschlag gebracht werden:

1. Besonders kräftige, elektrisch zu betätigende Bremsen,

2. elektrisch mit dem Fahrmotor in Verbindung gebrachte Schienenklauen, die sich bei großen Kräften möglichst selbstspannend gegen die Schienenköpfe pressen,

3. elektrisch vom Führer zu betätigende Verriegelungen mit federnden Einklink- und Puffervorrichtungen, ähnlich wie bei den neuzeitlichen Dreh- und Klappbrücken,

4. geringere Abstände der für die Verriegelungsbolzen erforderlichen Feststellfundamente.

NOCHMALS DAMPFTURBINENFUNDAMENTE.

Herr Dr. Rausch hatte die Liebenswürdigkeit, mir eine Entgegnung zuzusenden zu meinem Aufsatz „Dynamische Einwirkungen auf Bauwerke mit besonderer Berücksichtigung von Dampfturbinenfundamenten", welch letzterer durch seinen Aufsatz „Dampfturbinenfundamente" veranlaßt wurde. Ich begrüße diese Entgegnung insofern außerordentlich, als sie mir zeigt, daß die dynamische Behandlung von Bauwerken immer mehr an Boden gewinnt.

In der Sache selbst kann ich leider Herrn Dr. Rausch nicht in allen Punkten folgen.

Dr. Rausch schreibt im dritten Absatz: Wenn ein genügend großer Unterschied zwischen Tourenzahl und Eigenfrequenz eingehalten wird, trifft die periodisch mit der Drehzahl wiederkehrende Kraft immer in einer anderen Phase seiner Eigenschwingung... usw. Dies ist leider ein Trugschluß: Eine periodisch wiederkehrende oder, um mich für den vorliegenden Fall noch präziser auszudrücken, eine sinusförmig mit einer gegebenen Frequenz wechselnde Kraft ruft immer wieder nur eine Sinusschwingungen von genau der gleichen Frequenz, aber keine Schwebungen hervor, wie man auf Grund der Abb. 1 des Herrn Dr. Rausch erwarten müßte. Es hat dies nichts mit der Eigenschwingung oder mit einer Phase der letzteren zu tun, da eine solche Schwingung durch die Fliehkraft nur in dem nicht in Rede stehenden Ausnahmefall angeregt wird, wo die Frequenz der Fliehkraft gerade mit der Eigenfrequenz des Fundamentes zusammenfällt. Für die Richtigkeit meiner Behauptung verweise ich u. a. auf das bekannte Werk von A. Föppl „Technische Mechanik IV" (Dynamik) oder, wenn der Leser einen mehr elementar gehaltenen Aufsatz vorzieht, auf meinen in der VDI-Zeitschrift Maschinenbau 1923/24, Seite 49, veröffentlichten Aufsatz „Elementare Einführung in die Theorie mechanischer Schwingungsvorgänge". Im übrigen kann man sich die Richtigkeit meiner Ausführungen auch leicht durch einen einfachen Versuch klar machen.

Man nehme beispielsweise ein Pendel und leite am Aufhängepunkt, d. h. der Hand, eine harmonische Schwingung von gegebener Frequenz durch die Hand ein. Man wird in diesem Falle nie bemerken, daß zwei Schwingungen gleichzeitig auftreten, die miteinander interferieren. Man wird stets nur eine einzige harmonische Schwingung beobachten, und zwar von der gleichen Frequenz, mit der der Aufhängepunkt hin- und herbewegt wird. Statt eines Pendels kann man sich ganz allgemein auch irgend ein anderes schwingungsfähiges elastisches System auswählen, etwa eine an einer Spiralfeder aufgehängte Masse und dergleichen.

Wenn auch Herr Dr. Rausch und ich im Endergebnis völlig einiggehen, so muß ich leider doch den von ihm dargelegten Gedankengang verwerfen, da er mit den wirklichen Verhältnissen nicht übereinstimmt und infolgedessen Anlaß zu Irrtümern geben kann.

Bei der Frage der durch ein Kurzschlußmoment hervorgerufenen Beanspruchungen möchte ich zunächst feststellen, daß das Kurzschlußmoment im allgemeinen den zweifachen Wert des normalen Drehmomentes gewaltig zu überschreiten pflegt. Es kann vorkommen, daß das Kurzschlußmoment sogar bis zum 50-fachen des normalen Drehmomentes ansteigt. Weiter möchte ich hervorheben, daß das Kurzschlußmoment keineswegs plötzlich einsetzt und dann andauernd konstant bleibt, sondern daß es bis zur Ausbildung zu seiner vollen Größe eine gewisse, wenn auch sehr kurze Zeit benötigt, daß aber andererseits hernach Pendelungen der elektrischen Energie, die sich mit Hilfe des Oszillographen nachweisen lassen, einzutreten pflegen. Für den Fall, daß die Frequenz dieser Pendelungen mit einer Eigenfrequenz des Dampfturbinenfundamentes übereinstimmt, besteht durchaus die Möglichkeit, daß die im Fundament auftretenden Beanspruchungen den zweifachen Wert des als statische Belastung angesehenen Kurzschlußmomentes beträchtlich überschreiten. Jedenfalls möchte ich ganz allgemein hervorheben, daß die Rechnung mit der Stoßzahl 2 auch für das Kurzschlußmoment lediglich als eine rohe anzusehen ist, die den wirklichen Verhältnissen nicht genügend entspricht.

Dr.-Ing. Jos. Geiger, Augsburg.

Auf vorstehende Ausführungen des Herrn Dr. Geiger möchte ich noch folgendes erwidern:

Der in Zusammenhang mit meiner Abbildung 1 geschilderte Gedankengang ist kein Trugschluß, sondern nachweisbar richtig für ungedämpfte erzwungene Schwingungen, von denen ja auch im Geigerschen Aufsatz die Rede ist. Ich zitiere diesbezüglich aus dem von Dr. Geiger selbst empfohlenen Werke (Technische Mechanik, IV. Dynamik, von A. Föppl, 7. Auflage, 1923, Seite 59) folgendes: „Die Bewegung setzt sich hiernach aus zwei einfachen harmonischen Schwingungen zusammen, von denen die eine in der Schwingungsdauer mit den Eigenschwingungen, die andere mit den erregenden Schwingungen übereinstimmt. Die beiden einfachen Schwingungen interferieren, wie man sich ausdrückt, miteinander." Es treten also Schwebungen auf, wie man sie auf Grund meiner Abbildung 1 erwarten muß. Dasselbe schreibt Reißner in seiner bereits genannten Abhandlung „Zur Dynamik des Fachwerks" in der Zeitschrift für Bauwesen, 1899, S. 478. — Nur wenn die Dämpfung berücksichtigt wird, dann werden „wegen der Dämpfung die Eigenschwingungen allmählich abklingen" (Föppl, S. 58) und nachdem der materielle Punkt „dem Einflusse der erregenden Ursache hinreichend lange überlassen war, schließlich nur noch" die Sinusschwingungen übrigbleiben, mit derselben Frequenz, wie sie die erregende Ursache hat. — Ich habe es nicht bestritten, daß die Fliehkraft am Fundament frequenzgleiche Schwingungen erregt, nachdem die Eigenschwingung infolge der Dämpfung abgeklungen ist. Es handelt sich hier nur darum, daß man den mit meiner Abbildung 1 gekennzeichneten Gedankengang trotzdem nicht als verwerflich bezeichnen kann. Das dort gegebene Schwingungsbild, das sich auf ungedämpfte Schwingungen bezieht, die von einer — im ungünstigsten Falle plötzlich einsetzenden — Fliehkraft verursacht werden, dient nur zur Beurteilung der hervorgerufenen Durchbiegungen beziehungsweise Spannungen. Zu diesem Zwecke konnte die Dämpfung außer Acht gelassen werden, da sie gegen eine Vergrößerung des Schwingungsausschlages, also im günstigen Sinne wirkt.

Was das Kurzschlußmoment betrifft, so scheint hier ein Mißverständnis vorzuliegen. Wenn Herr Dr. Geiger meint, daß das Kurzschlußmoment u. U. das 50-fache des normalen Drehmomentes betragen kann, so ist das eine Sache für sich, die nur auf die Höhe des Kurzschlußmomentes Einfluß hat, mit der Stoßzahl 2 jedoch nicht zusammenhängt. Mit der Stoßzahl (dynamischen Faktor) ist ja nicht das normale Drehmoment, sondern das Kurzschlußmoment (im Belastungsschema meistens angegeben), oder präziser ausgedrückt: das im Kurzschlußfalle tatsächlich auftretende größte Drehmoment zu multiplizieren, um der dynamischen Wirkungsweise dieser Kraft Rechnung zu tragen. — Der Faktor 2 beruht nun auf der Tatsache, daß das Kurzschlußmoment plötzlich einsetzt und so in seiner Wirkung einer plötzlich aufgebrachten ruhenden Belastung gleichkommt (vgl. Abb. 2 meines zweiten Aufsatzes). Ob das hierbei auftretende Größtmoment nur für kurze Zeit oder lange, konstant oder abnehmend wirkt, ist gleichgültig, das hat auf den dynamischen Faktor keinen Einfluß mehr, denn der für die Spannungsbeurteilung maßgebende größte Schwingungsausschlag (der höchstens 2-mal so groß ist, wie die statische Durchbiegung) erfolgt im ersten Moment, sofort nach dem Einsetzen der Kraftwirkung. — Eine Erhöhung der Stoßzahl 2 kann auch durch die von Dr. Geiger angeführten Pendelungen der elektrischen Energie nicht befürchtet werden, denn man darf sich darunter nicht etwa eine regelrecht periodisch wirkende Kraft denken: die Kraftgröße flaut vielmehr nach einer geringen Anzahl rasch abnehmender Pendelungen im Bruchteil einer Sekunde ab. Die Frequenz dieser Pendelungen entspricht übrigens der einfachen oder mehrfachen Maschinen-Tourenzahl. Gegen Kraftpendelungen mit der einfachen Tourenzahl schützt schon die öfters genannte Resonanzklausel. Sollte auch noch ein Schutz gegen Kraftperioden mit mehrfacher Maschinen-Tourenzahl erforderlich sein, so könnte die Resonanzklausel noch eine zweite Bedingung enthalten, daß nämlich die Eigenfrequenz auch mit der doppelten oder dreifachen Tourenzahl nicht übereinstimmen soll. Eine Sicherung gegen Resonanz ist jedoch m. E. nur bei wirklich periodisch wirkenden Kräften (Fliehkraft) am Platze, aber nicht bei den drehstoßartig auftretenden Kurzschlußmomenten. Dann müßte man die Resonanzklausel schon eher für die kritische Tourenzahl der Maschine befriedigen (wenn diese unter der normalen liegt), da sie beim Anfahren durchschritten werden muß. Doch halte ich auch das für überflüssig, da die kritische Stelle schon mit Rücksicht auf die Maschine rasch durchschritten wird.

Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin-Lichterfelde.

KÖLNER FRÜHJAHRSMESSE.

Die diesjährige Kölner Frühjahrsmesse, deren technische Messe vom 22. bis 31. März gedauert hat, war hinsichtlich der Beschickung wieder ein guter Erfolg. Über das geschäftliche Ergebnis sind, wie bei jeder Messe, die Meinungen geteilt. Die Mitteilungen des Messeamtes lauten auch in dieser Beziehung günstig, und wenn man sich die Äußerungen einer Anzahl Aussteller als Stichproben anhörte, kam man zu dem Ergebnis, daß die Kölner Messe auch als Warenmarkt wieder alles erfüllt hat, was sie bei der derzeitigen Wirtschaftslage erfüllen konnte.

Die technische Messe, die sich immer mehr als Hauptbestandteil der ganzen Kölner Messe herausbildet, hat naturgemäß starken Ausstellungscharakter. Die Auswirkungen dieses Charakters, den man früher den reinen Fachausstellungen vorbehalten zu müssen glaubte, dürfen nicht unterschätzt werden; man kann immer wieder hören, wie die Aussteller selbst gerade dieser „repräsentativen" Wirkung der Beschickung, die bei der alten Ausstellung alleiniger Zweck war, jetzt auch auf der technischen Messe die größte Bedeutung beilegen. Anderseits hat sich die rheinische Industrie schon daran gewöhnt, nicht nur ihre Einkäufer, sondern auch ihre Betriebsingenieure und Konstrukteure zu der nahe gelegenen Kölner Messe zu schicken, um sie dort lernen zu lassen. Denn das ist der zweite große Vorteil des Ausstellungscharakters der technischen Messe, daß er weit mehr als der Stapelcharakter der Mustermesse anregend, befruchtend und Fortschritt fördernd auf alle am Messebesuch beteiligten Industriekreise einwirkt.

In Köln prägt sich der Ausstellungscharakter dadurch immer mehr aus, daß man seit der ersten Kölner Messe den Gedanken der Sondergruppe planmäßig pflegt. Nachdem im Frühjahr 1924 die Sondergruppe „Rheinische Braunkohle" sehr großen Erfolg gehabt hatte, ist man in diesem Jahr noch einen Schritt weitergegangen und hat eine Sondergruppe „Neuzeitliche Wärmewirtschaft" aufgezogen, die der ganzen technischen Messe eine beherrschende Note gab. Auch die Leipziger Frühjahrsmesse ist diesmal bekanntlich von der „Mitteldeutschen Braunkohlenschau" zur „Wärmewirtschaftsschau" übergegangen, doch ist es dort im Gegensatz zu Köln nicht gelungen, Braunkohle und Steinkohle unter einen Hut zu bringen.

In Köln waren diese beiden wichtigsten Träger der Wärmewirtschaft organisch in der Gesamtgliederung aufgegangen. Die Wärmewirtschaftsschau war nicht nach Brennstoffarten getrennt, sondern alle Brennstoffe, Kohle, Gas, Öl und Elektrizität, waren eingeordnet in den gewissermaßen vertikalen Aufbau der Untergruppen: Brennstoffgewinnung, -aufbereitung und -veredlung, Brennstofftransport, -speicherung und Lagerung, Wärmeerzeugung in häuslichen, gewerblichen und industriellen Feuerungen, Wärmefortleitung und -verteilung, Verwertung der Wärme zu Heizzwecken und zu Kraftzwecken

Verwertung der Abfallwärme und Abfallkraft, Meß- und Überwachungseinrichtungen. Den Auftakt des Ganzen bildeten die wissenschaftlichen Darstellungen der forschenden, beratenden und ausführenden Stellen für wärmewirtschaftliche Gesamtanlagen und Probleme, unter denen außer den Wärmestellen, den Revisionsvereinen, dem Braunkohlensyndikat usw. auch die Direktion Elberfeld der Reichsbahngesellschaft mit ihrem Meß- und Unterrichtswagen erschienen ist.

Das gute Gelingen dieser Sondergruppe „Neuzeitliche Wärmewirtschaft" ist nicht zum geringen Teil den monatelangen Vorarbeiten zu danken, die ein vielköpfiger Ausschuß der technisch-wissenschaftlichen und industriellen Vereinigungen vor der Messe geleistet hat. Wenn trotzdem der Aufbau nicht ganz so ideal und restlos durchgeführt worden ist, wie er auf dem Papier stand, so lag das an den räumlichen Verhältnissen, die überhaupt allmählich für die kräftig wachsende technische Messe zu eng werden. Die Beschickung der „Wärmewirtschaft" war jedenfalls durchweg vorzüglich und wurde allgemein anerkennend gelobt.

Die übrigen Teile der technischen Messe sind zum großen Teil in der Sondergruppe „Wärmewirtschaft" aufgegangen, was ja bei dem weitgesteckten Rahmen dieser Sondergruppe nahe lag. Vor allem gilt das von der Elektrotechnik, deren Beschickung übrigens gegen früher zugenommen hat. Man konnte feststellen, wie gerade die Möglichkeit, einmal in einem neuen Rahmen zu erscheinen, viele Aussteller der Elektroindustrie auch aus dem unbesetzten Deutschland angezogen hatte. Besonders zu erwähnen ist in diesem Zusammenhang z. B. die Sammelausstellung des Verbandes der Fabrikanten elektrischer Heiz- und Kochapparate. Auch vom allgemeinen Maschinenbau hat sich manche Firma zur Wärmewirtschaft geschlagen. Bestimmte Zweige, wie der Werkzeugmaschinenbau, der sich natürlich mit Leipzig nicht messen konnte, und der Spezialmaschinenbau, wie z. B. die gut vertretenen Druckmaschinen, Wäschereimaschinen, Kellereimaschinen usw., führten daneben ihr Sonderdasein. Das Gleiche gilt von den als treue Stammgäste immer wieder auf der Kölner Messe erscheinenden bergisch-märkischen Industrien, die als Vertreter der Solinger Stahlwaren, Remscheider Werkzeuge, Velberter Schlösser und Beschläge und dergl. eine beachtenswerte Gruppe bildeten.

Trotz allem aber bildete unstreitig die Sondergruppe „Wärmewirtschaft" den Hauptbestandteil der ganzen technischen Messe. Auch auf die sogenannte Baumesse hat das in gewisser Beziehung eingewirkt. Man hat verschiedentlich, besonders vor der Eröffnung, von einer „Sondergruppe Baumesse" geredet. Was aber auf der Frühjahrsmesse tatsächlich aus dem Bauwesen aufmarschiert ist, hat kaum die Bezeichnung einer Sondergruppe verdient.

Zunächst einmal war ein sehr wichtiges Gebiet des Bauwesens mit gutem Recht in die Sondergruppe „Wärmewirtschaft" eingereiht, nämlich das Gebiet der häuslichen und gewerblichen Feuerungen. Die Aussteller dieser Erzeugnisse waren zum größten Teil in einer besonderen Halle untergebracht und haben hier beachtenswerte Leistungen gezeigt. Die Einzelheizung mit Kohle und mit Gas war sehr reichhaltig vertreten, ebenso die Zentralheizung, die u. a. auch von der Gruppe Rheinland-Westfalen des Verbandes der Zentralheizungsindustrie mit einer guten Sammelausstellung beschickt war. Auch Luftheizungssysteme für Siedlungsbauten und für Stockwerkwohnungen und neuzeitliche wärmesparende Heizkörper waren in guten Ausführungen zu sehen.

Auf dem Freigelände, das den größten Teil der übrigen Baumesse aufgenommen hatte, überwogen, wie bisher stets, die Baumaschinen und unter diesen wieder die Mischmaschinen, Bauaufzüge, Steinformmaschinen usw. Der Holzhausbau, Wellblechhausbau und Gewächshausbau wurde von einigen Firmen in guten Beispielen gezeigt. Stärker als auf den Vormessen, aber noch längst nicht in dem ihrer Bedeutung entsprechenden Umfang, hatte die Baustoffindustrie ausgestellt. Wer die vielseitigen Industrien der Steine und Erden vom Mittelrhein kennt, kann sich eine weit eindrucksvollere Beschickung vorstellen. Wohl waren die Bimssand-, Tuff-, Traß-, Schiefer-, Schamotteindustrien mit guten Einzelleistungen erschienen. Den umfassenden Aufmarsch aber hat man sich wohl — für den Herbst aufgespart.

Auf der nächsten Kölner Herbstmesse soll nämlich, wie jetzt schon bekannt wird, dem Bauwesen der bevorzugte Platz eingeräumt werden. Man plant eine Sondergruppe „Bauwesen", die, wenn nicht alles täuscht, der erfolgreichen Sondergruppe „Wärmewirtschaft" dieses Frühjahrs gleichwertig zu werden verspricht. Was das Bauwesen auf der abgelaufenen Kölner Frühjahrsmesse gezeigt hat, wird also wohl am besten als ein Auftakt zum Herbst gewertet werden, der — wenn sich die Hoffnungen des bereits zusammengetretenen vorbereitenden Ausschusses erfüllen — in Köln ein Ereignis für die gesamte Bauwelt bringen wird. No.

BETRIEBSWISSENSCHAFT IM EISENBAU.

Nach einem am 17. Oktober 1924 auf der Hauptversammlung in Stuttgart gehaltenen Vortrag.

Von Oberingenieur Schellewald.

Die Technik ist aus der Erfahrung, aus dem Handwerk entstanden; als die Größe und die Mannigfaltigkeit der technischen Aufgaben schon einen recht beachtenswerten Umfang erreicht hatten, verstand man es nicht, die Ergebnisse wissenschaftlicher Forschungen der Technik dienstbar zu machen. Nur sehr langsam und zögernd begann die wissenschaftliche Behandlung technischer Probleme; erst als man den Nutzen der wissenschaftlichen Forschungen in greifbarer Gestalt vor sich sah und die gewaltige Förderung erkannte, welche der Technik durch die Wissenschaft zuteil wurde, erlahmte und verschwand schließlich der Widerstand der reinen Praktiker.

Dieses Eindringen der Wissenschaft in die Technik beschränkte sich bis vor nicht allzulanger Zeit ausschließlich auf die rein konstruktiven Probleme der Technik; die Umsetzung der konstruktiven Gedanken in die Tat, die Ausführung und Herstellung der technischen Erzeugnisse blieb nach wie vor im Handwerksmäßigen haften. Die Leiter der Werkstätten sind heute noch zum größten Teil auf dem Wege der Erfahrung ausgebildet.

Während der letzten Jahrzehnte haben nun die Werkstätten einen immer größeren Umfang angenommen. Die Herstellungsverfahren sowie die für sie verwendeten Maschinen und Einrichtungen sind immer zahlreicher und verwickelter geworden; es zeigt sich jetzt mehr und mehr, daß die alten Methoden, einen Betrieb zu führen, nicht mehr ausreichen, und daß neue Bahnen eingeschlagen werden müssen. Die Versuche, die sich in großer Fülle darbietenden Probleme der Betriebsführung wissenschaftlich zu durchforschen und an Hand der gewonnenen Ergebnisse die Betriebsführung umzugestalten, führten zu Erfolgen, welche die Weiterarbeit in dieser Richtung als eine Notwendigkeit erscheinen lassen. Auf diesem Gebiete sind, durch die große Zahl und den Umfang der vorliegenden Aufgaben dazu gedrängt, der Maschinenbau und das Hüttenwesen bahnbrechend vorgegangen; sie haben den Grundstein zur Betriebswissenschaft — dieser Begriff in einem engeren Sinne aufgefaßt — gelegt.

Der Eisenbau besitzt, was die Bearbeitungsvorgänge anbelangt, die er zur Herstellung seiner Erzeugnisse in seinen Werkstätten verwendet, viel Gemeinsames mit dem Maschinen-

bau. Wenn nun trotzdem eine wissenschaftliche Behandlung seiner Betriebsprobleme noch wenig Eingang gefunden hat, so dürfte sich diese Erscheinung daraus erklären, daß die Eisenbauwerkstätten den Maschinenbauwerkstätten — von Ausnahmen abgesehen — an Größe und Umfang erheblich nachstehen, und daß im Eisenbau die Massenherstellung, deren Betriebsführung einer wissenschaftlichen Behandlung am leichtesten zugänglich ist, keine Rolle spielt; die Notwendigkeit, die Betriebsaufgaben wissenschaftlich zu lösen, war daher im Eisenbau nicht so zwingend wie im Maschinenbau. Dazu kommt noch, daß die Montagebetriebe, die einen großen Teil des Gesamtbetriebes der Eisenbauwerke darstellen, ähnlich wie die Betriebe des Hoch- und Tiefbaues, der wissenschaftlichen Durchforschung nicht zu unterschätzende Schwierigkeiten bieten; gerade bei ihnen ist z. Zt. die reine Erfahrung von sehr weittragender Bedeutung. In den kurz erläuterten Umständen liegen fraglos Hemmungen, welche die Anwendung der Betriebswissenschaft im Eisenbau in ungünstigem Sinne beeinflussen.

In dem Begriff „Betrieb“ faßt man die inneren Zustände und die Vorgänge im Leben einer Einzelwirtschaft, welche der Erzeugung wirtschaftlicher Werte dient, zusammen; dabei ist es an sich gleichgültig, ob es sich um ein Verkehrs-, Handels-, Bank- oder Industrieunternehmen handelt. Wesentlich ist dabei, daß in dem Unternehmen eine größere Anzahl Personen beschäftigt ist. Je größer der Umfang eines Industrieunternehmens wird, um so schärfer werden sich der kaufmännische Teil des Betriebes und der technische Teil, dessen Aufgabe die Herstellung der Erzeugnisse ist, voneinander trennen lassen, obgleich sie naturgemäß in engster Beziehung miteinander stehen und sich gegenseitig dauernd beeinflussen. Der kaufmännische Teil des Betriebes eines Industrieunternehmens wird im allgemeinen dem technischen Teil an Umfang erheblich nachstehen; die Wichtigkeit beider Teile für das Unternehmen ist aber die gleiche. Die nachstehenden Ausführungen werden sich auf den technischen Teil des Betriebes beschränken.

Die Betriebswissenschaft hat die Aufgabe, die Zustände und Vorgänge der Betriebe zu erforschen, die Wirkungen und Einflüsse derselben aufeinander zu ergründen und, soweit als möglich, die gesetzmäßigen Zusammenhänge in Ursache und Wirkung klarzulegen mit dem ausgesprochenen Zweck, die Herstellung der Erzeugnisse des Betriebes mit dem geringsten Aufwand von Stoff und Arbeitsleistung zu ermöglichen und gleichzeitig die Güte der Erzeugnisse auf das Höchstmaß zu bringen. Die Betriebswissenschaft soll also nicht Selbstzweck sein; ihre Ergebnisse sollen vielmehr den Betriebsleitern den mühsamen Weg, den das Sammeln der Erfahrung durch jeden Einzelnen verursacht, erleichtern und ihnen die Möglichkeit geben, die Wirkungen neuer Maßnahmen und Methoden vorausschauend richtig zu bewerten. Die Betriebswissenschaft ist der Natur der Sache nach eine Erfahrungswissenschaft; sie darf aber nicht etwa zu einem Sammeln von Rezepten herabsinken, sie soll vielmehr durch methodische und systematische Durchforschung der gesamten den Betrieb bildenden Faktoren die grundlegenden Bedingungen für die rationelle Führung eines Betriebes aufsuchen und ihre Anwendung lehren.

Wie schon angedeutet, sind Dinge und Menschen Faktoren des Betriebes; die Betriebswissenschaft hat daher auch ethische Aufgaben zu erfüllen, die, wie uns die Vorkommnisse der letzten Jahre gezeigt haben, von außerordentlicher Bedeutung sind. Diese Aufgaben dürfen nicht zugunsten des wirtschaftlichen Erfolges vernachlässigt werden.

Die berufenen Träger der Betriebswissenschaft können nur unsere Hochschulen sein; die im geschäftlichen Leben stehenden Ingenieure sind wohl in der Lage, einzelne Steine zum Aufbau der Betriebswissenschaft zu liefern, es fehlt ihnen aber an Zeit und Gelegenheit zur systematischen Forschung. Aus naheliegenden Gründen wird im großen und ganzen der in der Praxis stehende Ingenieur keinen Eingang in fremden Werkstätten finden; er ist daher nicht in der Lage, Beobachtungen in anderen Betrieben als im eigenen anzustellen. Dem reinen Wissenschaftler werden die Tore leichter geöffnet werden. Die Erörterung betrieblicher Fragen ist bislang im Eisenbau noch ein Novum. Erfreulicherweise hat der Deutsche Eisenbau-Verband durch die Schaffung der Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung einen ersten Schritt in dieser Richtung gemacht. Bedauerlich ist leider, daß die Scheu, betriebliche Vorgänge öffentlich zu erörtern, noch lange nicht überwunden ist; inwieweit hierbei die Besorgnis, sogenannte Betriebsgeheimnisse preiszugeben, oder die Furcht vor einer Kritik eine Rolle spielen, soll nicht untersucht werden. Es kann nicht genug betont werden, daß der Ausbau der Betriebswissenschaft, soweit die Belange des Eisenbaues in Frage kommen, nur dann Erfolge zeitigen kann, wenn dem Wissenschaftler das gesamte dazu erforderliche Material zur Verfügung gestellt wird.

Der Wissenschaftler ist noch aus einem anderen, sehr wichtigen Grunde allein befähigt, die Forschungen und ihre Auswertung durchzuführen; man kann bei ihm als außerhalb des Geschäftslebens stehend diejenige Objektivität voraussetzen, die erforderlich ist, wenn die wissenschaftlichen Ziele erreicht werden sollen.

Wie sehr die Betriebswissenschaft noch in den Anfängen steckt, erkennt man am besten, wenn man die Vorlesungsverzeichnisse unserer Technischen Hochschulen einer Durchsicht unterzieht. Nach den Verzeichnissen der Jahre 1922 und 1923 werden zwar auf allen Hochschulen mit einer Ausnahme Vorlesungen über Fabrikorganisation gehalten; diese dienen aber den Belangen des Maschinenbaues. Man geht nicht fehl, wenn man annimmt, daß in diesen Vorlesungen der Eigenart der Eisenbauwerkstätten keine Rechnung getragen wird. Weiterhin finden sich vereinzelt Vorlesungen über Sonderfragen der Betriebswissenschaft, die Psychotechnik, Kalkulation und Selbstkostenberechnung; aber auch diese betreffen lediglich den Maschinenbau, sind also für den Eisenbau nur von bedingtem Wert. Auf zwei süddeutschen Hochschulen wird die Werkstattbearbeitung und die Aufstellung von Eisenkonstruktionen behandelt; es entzieht sich der Kenntnis, ob diese Themata nur nach der technologischen Seite hin erörtert werden oder ob auch die Betriebsführung Gegenstand der Vorlesungen ist.

Daß die Arbeit in der Werkstatt und auf der Baustelle die gleiche Wichtigkeit besitzt wie die Arbeit auf den Konstruktionsbüros, welch letztere mit dem ganzen Rüstzeug der Wissenschaft betrieben wird, kann nicht bezweifelt werden; es ist aber unbedingt notwendig, daß die ersteren ebenso eine Veredelung durch die Wissenschaft finden wie die letzteren; es ist die Pflicht der Hochschulen, durch Erteilung von Lehraufträgen an geeignete Kräfte den Ausbau der Wissenschaft nach dieser Richtung zu fördern; es ist eine dankbare Aufgabe für den Eisenbau-Verband, hier helfend einzugreifen.

Die Hilfsmittel, welche der Betriebswissenschaft für ihre Forschungen zur Verfügung stehen, sind im wesentlichen die Vornahme von Beobachtungen in den Betrieben, die Versuche, die Rundfrage, die Benutzung von Veröffentlichungen, die Verwertung der Forschungsergebnisse auf benachbarten Gebieten und die eigenen Erfahrungen. Die Zuverlässigkeit des Materials wird von dem Wege, auf dem es erlangt ist, abhängen. Am wertvollsten werden die selbst angestellten Versuche und Beobachtungen, sowie bei richtiger Objektivität die eigene Erfahrung sein.

Die Anstellung von Beobachtungen wird eine gewisse Kenntnis der Führung von Betrieben voraussetzen und einer rückhaltlosen Unterstützung durch die Leitung der untersuchten Betriebe bedürfen, wenn das angestrebte Ziel erreicht werden soll. Die Beobachtungen werden sich in der Hauptsache auf allgemeine Vorgänge und Zustände, wie z. B. die Organisation des Betriebes oder den Aufbau der Werkstätten erstrecken; in allen Fällen müssen dem Beobachter die Gründe, die zur Wahl eines bestimmten Systems oder einer Grundrißanordnung geführt haben, die Vorzüge und Mängel, die mit ihm verknüpft sind, offen klargelegt werden.

Versuche, die zur Klärung mancher Betriebsfragen dringend erwünscht sind, wie z. B. die Ermittlung des Wirkungsgrades

der in den Eisenbauwerkstätten verwendeten Maschinen und Einrichtungen, sind, soweit mir bekannt, noch nicht angestellt worden; sie können nur, wenn sie mit wissenschaftlicher Gründlichkeit ausgeführt werden, zum Ziele führen. Gerade der Umstand, daß die Ergebnisse solcher Versuche durch viele gleichzeitig zur Wirkung kommende Faktoren, wie die Eigenschaften des zu bearbeitenden Materials, die Form und das Gewicht des Werkstückes, die Beschaffenheit der Werkzeuge, die Geschicklichkeit der Arbeiter, die zur Maschine gehörigen Einrichtungen, die Lage der Maschinen in der Werkstatt usw., beeinflußt werden, gestaltet die Auswertung schwierig.

Ein wichtiges Hilfsmittel für solche Untersuchungen ist eine den Zwecken der Betriebsforschung angepaßte Statistik und die Großzahlforschung, deren Anwendung auf hüttentechnische Vorgänge und auf die Materialforschung von Daeves in seinen Veröffentlichungen in Stahl und Eisen gezeigt worden ist. Die mit diesen Hilfsmitteln gewonnenen Ergebnisse werden um so wertvoller und um so richtiger sein, je größer der Kreis der Betriebe ist, die das bei ihnen gewonnene Material der Wissenschaft zur Verfügung stellen; dabei ist Voraussetzung, daß die Betriebe ihre Statistiken auf den gleichen Grundsätzen aufbauen.

Während der Maschinenbau und das Eisenhüttenwesen auf zahlreiche Veröffentlichungen über betriebswissenschaftliche Fragen zurückblicken können, sind solche auf dem Gebiete des Eisenbaues bislang nur spärlich erschienen. Nun ist der Eisenbau nicht etwa ein Sondergebiet, dessen Betriebsführung nur wenig Berührung mit derjenigen der verwandten Gebiete hat, im Gegenteil sind gerade die Grundsätze, auf denen die Betriebsführung der verschiedenen Gebiete sich aufbaut, die gleichen.

So enthalten die Veröffentlichungen, die die Belange des Maschinenbaues behandeln, vieles, was für den Eisenbau zutreffend ist. Für die Führung des Betriebes auf den Baustellen ist manches Anregende und Wichtige in den Schriften über die Führung der Tief- und Hochbaubetriebe zu finden. Es ist dringend zu wünschen, daß die Leiter der Betriebe in den Eisenbauwerkstätten ihre Ansichten über Betriebsprobleme und ihre Erfahrungen veröffentlichen.

Die Ergebnisse aus den kurz erläuterten Forschungsmethoden gipfeln in der Auffindung der Ursachen und Wirkungen der Betriebsvorgänge und Zusammenhänge und in der Auffindung der ihnen innewohnenden Gesetzmäßigkeiten; in den allerseltensten Fällen werden sich diese in mathematische Formeln kleiden lassen. In dieser Tatsache liegt, wenn auch meistens nur im Unterbewußtsein, ein Hemmnis für die Beurteilung des Wertes der Betriebswissenschaft, das nicht unerwähnt bleiben kann. Das Denken des Ingenieurs und vor allem des Eisenkonstrukteurs, der sich in besonders hohem Maße bei seinen Arbeiten des ihm von der Mathematik gestellten Rüstzeuges bedient, wurzelt mehr oder weniger so sehr in der Formel, daß diese ihm als die alleinige Ausdrucksform eines Gesetzes erscheint, und daß ihn eine Wissenschaft ohne Mathematik fremdartig anmutet. Diese Denkweise verfehlt vielfach ihren Einfluß bei der Beurteilung des Wertes der Betriebswissenschaft nicht.

Es erscheint jedoch keineswegs ausgeschlossen, daß sich die Betriebswissenschaft bei ihren Arbeiten der Mathematik bedienen wird, wenigstens läßt die Entwicklung der Volkswirtschaftslehre und Handelslehre, die auf ein längeres Lebensalter als die Betriebswissenschaft zurückblicken können und infolgedessen einen erheblichen Vorsprung besitzen, der Vermutung Raum, daß sich mit der Zeit eine mathematische Entwicklung der Betriebsprobleme herausbilden wird. Als auf ein klassisches Beispiel für die mathematische Durchdringung eines wirtschaftlichen Problems sei auf die geistvollen Ausführungen von Schilling im Juli-Heft von Wirtschaft und Technik: „Die wirtschafts-geographischen Grundgedanken des Wettbewerbes in mathematischer Form" und auf die auf dieser Veröffentlichung fußenden Aufsätze von Dobbeln und Schneider, die das gleiche Thema behandeln und im Septemberheft der gleichen Zeitschrift erschienen sind, hingewiesen.

Eins der wichtigsten Probleme der Betriebsführung, das nur mit wissenschaftlichen Hilfsmitteln zu lösen ist, ist die Regelung der Höhe der Arbeitsleistung. Die heutigen Verhältnisse zwingen den Eisenbau, ebenso wie alle anderen Unternehmungen, welcher Art sie auch seien, mit allen Mitteln dahin zu arbeiten, ihre Erzeugungskosten auf ein Mindestmaß zu bringen, dazu gehört nicht nur äußerste Sparsamkeit bei der Verwendung der Betriebs- und Baustoffe, sondern vor allem eine Steigerung der Arbeitsleistung. Wir stehen vor der Notwendigkeit, die Leistung jedes einzelnen Mannes in den Werkstätten auf das Höchstmaß zu bringen. Es wäre grundfalsch, zu versuchen, dieses Ziel durch ein Überspannen der Kräfte zu erreichen. Dieser Weg würde in kurzer Zeit zur Schädigung der Gesundheit unserer Arbeiter führen, die Leistungssteigerung würde nicht von Dauer sein können, unsere Volkskraft würde schwer geschädigt werden. Auch würde fraglos die Arbeitsfreudigkeit beeinträchtigt werden und nur Unzufriedenheit der Arbeiter die Folge sein. Die Liebe zur Arbeit, die bei einem sehr großen Teil unserer Arbeiter trotz der Kämpfe der letzten Jahre nicht erloschen ist, muß gepflegt und gehoben werden.

Das geeignetste Mittel, diese so überaus schwierige Aufgabe zu lösen, ist die Zeitstudie. Die Zeitdauer aller Einzelheiten der verschiedenen Arbeitsvorgänge ist mit der Stoppuhr möglichst genau zu erfassen; aus den so gewonnenen Unterlagen läßt sich dann leicht ermitteln, welche Arbeitsleistung unter Berücksichtigung der erforderlichen Pausen und der unvermeidlichen Unterbrechungen bei der Arbeit dem Einzelnen zugemutet werden kann, ohne daß eine Überanstrengung stattfindet. Prüft man auf diese Weise gewissenhaft alle Arbeitsvorgänge, so wird sich bald vor allem ergeben, an welchen Stellen Leerlauf vorhanden ist; man wird dem Ziel, das angestrebt werden muß, daß alle Arbeiter des Betriebes ständig voll beschäftigt sind, nahe kommen. Wenn auch bei manchen Arbeitern, man denke z. B. an Reparaturschlosser, die Zeitstudie nicht anwendbar ist, so ist dieser Umstand trotzdem kein Grund, von ihrer Anwendung abzusehen. Auch die lange Dauer der Ausführung der Zeitstudie — handelt es sich doch um erhebliche Zeiträume, bis die Untersuchung einer Werkstatt durchgeführt ist — sollte nicht abschreckend wirken.

Die Zeitstudie ist im Maschinenbau längst Allgemeingut geworden; ihre Anwendung im Eisenbau ist, soweit mir bekannt, noch wenig verbreitet. Auf die Art, wie Zeitstudien angestellt werden, kann nicht eingegangen werden, es sei auf das vorzügliche Werk des Oberingenieurs Michel „Wie stelle ich Zeitstudien an?" hingewiesen; dasselbe ist zwar für die Aufgaben des Maschinenbaues zugeschnitten, enthält aber so viele Anregungen allgemeiner Natur, daß es den Zwecken des Eisenbaues dienen kann.

Die Zeitstudie gibt vor allem, das kann gar nicht genug betont werden, das Mittel zu einem gerechten Aufbau der Akkorde. Das alte Verfahren, die Akkorde durch die Meister festsetzen zu lassen, hat sich überlebt. Es beruht ausschließlich auf sogenannten Erfahrungen und auf Schätzungen und ist mit den mit diesen verbundenen unvermeidlichen Fehlern behaftet. Eine auf subjektivem Empfinden beruhende Schätzung kann bei aller Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit niemals den Grad von Genauigkeit und Zuverlässigkeit erreichen, den eine objektive Beobachtung besitzt. Die so häufigen Klagen über Bevorzugungen und Zurücksetzungen, die bei der Akkordfestsetzung nach der alten Methode unvermeidlich sind und eine Quelle von Beschwerden und Unzufriedenheit, gleichgültig ob sie geäußert werden oder nicht, enthalten, werden bei der Ermittlung der Akkordsätze auf Grund von Zeitstudien verschwinden oder wenigstens auf ein Mindestmaß zurückgedrückt. Die Betriebsleiter und Meister bleiben vor Klagen und vor Auseinandersetzungen mit den Arbeitern verschont, viele kostbare Zeit wird gewonnen und Leerlaufarbeit wird vermieden. In einem gut geleiteten Betriebe darf es keine guten oder schlechten, sondern nur richtige Akkorde geben,

ein Streit über die Höhe der Leistungen muß ausgeschlossen sein, es darf nur über die Höhe des Stunden- oder Grundlohnes zu Verhandlungen kommen. Der Akkordarbeiter muß wissen, daß er bei jeder Arbeit mit dem richtigen Fleiß einen angemessenen Mehrverdienst erzielen kann; dann wird das Suchen nach guter Arbeit aufhören; die Störungen durch eine falsche Reihenfolge der Arbeit, die sonst leicht eintreten, hören auf. Der Arbeiter wird Zutrauen zur Unparteilichkeit der Meister und der Betriebsleitung gewinnen.

Wichtig erscheint es, daß der Aufbau der Akkorde und der Umfang derselben so gestaltet wird, daß der Arbeiter möglichst schnell in den Besitz seines Mehrverdienstes kommt; Akkorde, die sich über lange Zeiträume hinziehen, sind nicht zu empfehlen; die Lust an der Arbeit wächst, wenn der Erfolg des Fleißes so schnell wie möglich offenbar wird und die Auszahlung des Überschusses in kürzester Frist nach der Ausführung der Arbeit erfolgt.

Die Methoden, nach welchen die Zeitstudien vorgenommen und ausgewertet werden, für die Belange des Eisenbaues auszugestalten und in Fühlung mit den in den Betrieben gesammelten Erfahrungen zu verbessern, ihre Ursache und Wirkung zu ergründen, die richtige Anwendung der Zeitstudie zu lehren ist die Aufgabe des Wissenschaftlers. Seine Untersuchungen müssen zeigen, wie weit die Differenzierung der Akkordsätze, die z. B. beim Bohren durch die Form und das Gewicht des Arbeitsstückes, die Materialstärke, den Lochdurchmesser und die Zahl der in einem Werkstücke zu bohrenden Löcher beeinflußt werden, zu erfolgen hat, wenn eine einerseits die Kräfte des Arbeiters erhaltende und eine andererseits den berechtigten Forderungen der Betriebsleitung auf Höchstleistung entsprechende Festsetzung der Akkorde erzielt werden soll.

Ein Zweig der Betriebswissenschaft, der meines Wissens noch keinen Eingang in die Werkstätten des Eisenbaues gefunden hat, ist die Eignungsprüfung. Wenn auch die Hoffnungen und Versprechungen der Vertreter der Psychotechnik sich nicht in dem Maße erfüllt haben, wie es vielfach angekündigt wurde — man braucht nur an die zahlreichen Zusammenstöße zu denken, die sich zurzeit im Betriebe der Berliner Straßenbahn ereignen, die ihre Fahrer einer sehr eingehenden Eignungsprüfung unterwirft —, so kann man doch nicht an der Tatsache vorübergehen, daß in vielen Fällen beachtenswerte Erfolge vorliegen. Die Webereiindustrie des Wuppertales führt nach vorliegenden Nachrichten das Anlernen ihrer Arbeitskräfte unter Benutzung der Methoden der Psychotechnik durch und hat dabei sehr große Leistungssteigerungen erzielt und durch das Vermeiden der Einstellung ungeeigneter Arbeitskräfte unnütze Ausgaben vermieden. Es erscheint durchaus nicht ausgeschlossen, daß bei Ausarbeitung geeigneter Prüfungsmethoden und ihrer Anwendung bei der Auswahl der Maschinenarbeiter in den Eisenbauwerkstätten Mißerfolge unterbleiben und Enttäuschungen bei den eingestellten Leuten und bei der Betriebsleitung vermieden werden. An den an vielen Stellen erzielten Erfolgen kann man nicht vorübergehen; diesem Gebiete muß eine besondere Aufmerksamkeit zugewendet werden.

Der Maschinenbau ist, durch das Anwachsen der Betriebe veranlaßt, dem Eisenbau weit vorausgeeilt, als er die Führung der Betriebe den Meistern entzog und eine neue Betriebsorganisation schuf, die von der alten vollständig abweicht. Kennzeichnend für diesen neuen Aufbau ist, daß vor der Inangriffnahme der Arbeit eine eingehende Vorbereitung derselben erfolgt, und daß eine straffe Führung des Betriebes bis in alle Einzelheiten von einer Stelle aus eintritt. Diese Stelle, zweckmäßig das Arbeitsbüro genannt, gibt sämtliche Anordnungen über die Reihenfolge aller einzelnen Arbeitsvorgänge und über die Verteilung der Arbeit an die Maschinen. Die Meister werden von aller Schreibarbeit entlastet, ihre Obliegenheit besteht in der Überwachung der Ausführungzeiten, in der Prüfung der Güte und Sorgfalt der Arbeit selbst, soweit solches nicht durch besondere Prüfer geschieht, im Anlernen und Unterweisen der Arbeiter, in der Aufrechterhaltung der Ordnung und Sauberkeit in den Betrieben und in der Sorge für reibungslose Ausführung der Anordnungen des Arbeitsbüros. Auf diesem Wege wird zweierlei erzielt; einmal wird gewährleistet, daß die Arbeitsstücke so bearbeitet werden, wie es die Art der Erzeugnisse verlangt, zum anderen wird die Führung der Werkstatt so straff in einer Hand vereinigt, daß die gesamte Arbeitsfolge nur nach dem Willen und Wissen der Leitung erfolgt; ferner wird die Möglichkeit gegeben, bestimmte Aufträge zu bevorzugen oder zurückzustellen, ohne daß Störungen und Stockungen im Betriebe eintreten, und endlich wird ein exaktes Einhalten der Lieferfristen mit Sicherheit durchführbar.

Die im Maschinenbau in die Einzelheiten gehenden Bearbeitungsvorschriften, die sogenannten Anweisungen, können naturgemäß im Eisenbau entbehrt werden; wohl aber ist es zweckmäßig, die bei jedem Arbeitsstück erforderlichen Arbeitsgänge vor Beginn der Arbeit genau festzulegen und z. B. der Werkstatt vorzuschreiben, ob das Ablängen eines Arbeitsstückes auf der Schere, der Säge oder der Fräsmaschine erfolgen soll. Werden bei der Festlegung dieser Bearbeitungsangaben auch gleichzeitig die Kosten für die einzelnen Arbeitsvorgänge ermittelt, sei es in der Form von Stückpreisen oder in der Form von Zeitangaben, so kann der Werkstatt vorgeschrieben werden, zu welchem Preise jeder Auftrag herzustellen ist. Damit werden alle Überraschungen über die Höhe der Bearbeitungskosten vermieden. Stellen sich nach der Beendigung der Arbeit Abweichungen von den vorkalkulierten Beträgen heraus, so wird selbsttätig der Ursache derselben nachgeforscht; aufgetretene Fehler werden für die Zukunft abgestellt. Alle Fehler der technischen Büros, der Vorzeichnerei usw. kommen zwangläufig zum Vorschein; der Werkstatt stehen ja keine Mittel zur Beseitigung derselben zur Verfügung, sie muß solche erst anfordern. Es kann kein Zweifel darüber bestehen, daß die restlose Aufdeckung aller Fehler einen sehr erzieherischen Einfluß auf alle Beteiligten ausübt.

Die Zettel, auf welchen die Arbeitsvorgänge vermerkt sind und welche die Arbeitsstücke auf ihrem Wege durch die Werkstatt begleiten, können zur Eintragung der zu zahlenden Stückkosten in Geld oder Zeit benutzt werden; sie können so als Akkordzettel dienen. Die zu einem Konstruktionsteil gehörigen Arbeitszettel werden zweckmäßig auf einem Vordruck eingetragen, auf welchem der Beginn und die Beendigung jedes einzelnen Arbeitsvorganges vermerkt werden. Ein Blick auf diese Vordrucke läßt erkennen, wie weit die Arbeiten gediehen sind und wo sich jedes Arbeitsstück befindet. Die Prüfung des Standes der Bearbeitung der Konstruktionsteile ist ohne Nachfrage möglich.

Da die Arbeitszeiten, wie ausgeführt, im voraus genau festgelegt sind, so ist die Möglichkeit gegeben, an Hand der vorliegenden Daten den Beginn und die Beendigung der verschiedenen Aufträge auf längere Zeit hinaus festzulegen und Verfügungen darüber zu treffen, wann eine neue Arbeit in Angriff zu nehmen ist. Die sichere Vorausbestimmung der Vollendungsfristen ist damit gegeben.

Der Aufbau dieser kurz geschilderten Betriebsorganisation ist naturgemäß nicht für alle Werkstätten der gleiche; er ist von der Größe der Werkstatt, ihrer Grundrißanordnung und in einzelnen Fällen selbst von den persönlichen Eigenschaften der Beamten abhängig. Tatsächlich zeigen die Organisationsformen verschiedener Werke erhebliche Unterschiede voneinander. Die Betriebswissenschaft wird ihre Aufgabe darin erblicken müssen, die Vorzüge und Nachteile der verschiedenartigen Organisationsformen kritisch zu beleuchten, ihre Anwendung auf die verschiedenartig gelagerten Fälle zu zeigen und die Anregungen und Möglichkeiten, die in den Organisationen auf den dem Eisenbau verwandten Gebieten liegen, für den Eisenbau nutzbar zu machen. Gerade hier dürften objektive Untersuchungen von besonderem Nutzen sein.

Die Betriebsorganisation darf sich nicht allein auf die produktiven Arbeiten beschränken, deren Überwachung und Rationalisierung soeben behandelt wurde; ebenso wichtig ist die Frage der Überwachung der unproduktiven Kräfte. Daß in einem richtig und straff geleiteten Betriebe die Zahl der unproduktiven Leute nicht von den untergeordneten Stellen,

sondern von der Leitung aus bestimmt und bewacht wird, ist eine Selbstverständlichkeit; ebenso selbstverständlich ist die scharfe Trennung zwischen den beiden Arbeiterkategorien, da nichts die Übersicht mehr erschwert, als wenn Arbeiter bald produktiv bald unproduktiv beschäftigt werden. Das Mittel zur Überwachung liegt in einer gut geführten Statistik, die vor allem Sorge tragen muß, daß die Zahl derjenigen unproduktiven Arbeiter, die dem Steigen und Fallen der Anzahl der produktiv tätigen Leute folgt, richtig innegehalten wird. Gewisse unproduktive Arbeiten, wie die der Pförtner, Wächter, Kauenwärter, Maschinisten usw., sind ja unabhängig von der Größe der Belegschaft. Nur systematische Beobachtungen werden die Mindestzahl der unproduktiven Arbeiter und das niedrigst erreichbare Verhältnis zwischen produktiven und unproduktiven Leuten ermitteln können. Die Abhängigkeit von der Größe, der Gestalt und der Einrichtung der Werkstätten zu studieren, ist eine dankbare und lohnende Arbeit, die aber nur Erfolg verspricht, wenn sie mit wissenschaftlicher Gründlichkeit durchgeführt wird.

Technischer und kaufmännischer Betrieb haben ihre innigste Berührung bei der Selbstkostenberechnung, über deren Wert heute kein Zweifel mehr bestehen dürfte. Wie wichtig eine richtige Selbstkostenberechnung für die Existenz der industriellen Untersuchungen ist, erhellt am deutlichsten aus der Tatsache, daß der vom Verein deutscher Ingenieure ins Leben gerufene Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung als diejenige Aufgabe, deren Lösung als erste mit allen Kräften erstrebt werden müßte, die Aufstellung allgemeiner Richtlinien für die Bestimmung der Selbstkosten ansah. Gerade in der heutigen Zeit, der Zeit des schärfsten Konkurrenzkampfes, da neue Aufträge nur zu verlustbringenden Preisen erhalten werden können, muß die Grenze, bis zu welcher die Unterbietungen gehen dürfen, ohne den Bestand eines Werkes ernstlich zu gefährden, bekannt sein. Nur eine eingehende, alle Kosten in weitestgehendem Maße fassende Selbstkostenberechnung kann zur rechten Zeit als Warnerin auftreten. Die Selbstkostenberechnung gibt aber ebenso wie die Zeitstudie und die Statistik Aufschluß, an welchen Stellen des Betriebes Ersparnisse erzielt werden können; das dauernde Verfolgen der einzelnen Kosten, vor allem die Beobachtung der Schwankungen derselben sowie eine Kritik des Verhältnisses der einzelnen Kosten zur Produktion geben Aufschlüsse, die zum Sparen mit Stoff und Arbeitsleistungen und zu Verbesserungen führen. Aber nur methodische Überlegungen werden zum Ziele führen; der Wissenschaft liegt es ob, eine Theorie der Selbstkostenberechnung für den Eisenbau zu schaffen, ihre Anwendung den besonderen Bedürfnissen des Eisenbaues im ganzen und der Werke im einzelnen anzupassen und Aufklärung über die Wichtigkeit der Selbstkostenberechnung an Hand von Erfahrungen zu geben.

Ein großes Gebiet, das noch der Bearbeitung harrt, umfaßt den Aufbau und die Einrichtung der Werkstätten, die Bearbeitungsmaschinen mit den zugehörigen Hilfseinrichtungen und die Kraftwirtschaft der Betriebe.

Die Forderung, daß die Grundrißlösung einer Werkstatt unter dem Hauptgesichtspunkte zu erfolgen hat, daß der Weg des Materials bei seiner Bearbeitung in einer stetigen Richtung verlaufen soll, daß das Kreuzen der verschiedenen Wege und daß vor allem rückläufige Bewegungen ausgeschlossen sein müssen, wird heute von niemandem mehr bestritten. Wie oft wird aber noch gegen diesen Fundamentalsatz verstoßen. Viele Werkstätten sind ursprünglich klein angelegt worden, sie sind bei wachsenden Bedürfnissen mehr und mehr erweitert worden, ohne daß dem Gesichtspunkt des reibungslosen Verkehrs in der Werkstatt genügend Rücksicht gewidmet wurde. Die Grundsätze, nach welchen die Grundrisse der Werkstätten angelegt werden müssen, ihre Anwendung bei den verschiedenen Größen der Betriebe, bei der wechselnden Gestalt des für den Betrieb zur Verfügung stehenden Grundstückes und bei der verschiedenartigen Lage der Zufuhrwege sind eines eingehenden Studiums wert. Im engsten Zusammenhange hiermit stehen viele wichtige Einzelheiten der Werkstättenanlage, so die Größe und Anordnung des Lagers für das ankommende Material, die Lage und Größe der Vorzeichnerei, der Ankörnerei, des Raumes für die Bearbeitungsmaschinen, der Zwischenlager, der Zulagen usw. Wie muß das Verhältnis der Größe der Plätze zur Größe des gesamten Grundstücks sein, wie groß ist der Platzbedarf bei einer bestimmten Jahreserzeugung usw.? Das über diese Fragen bislang veröffentlichte Material kann leider nur als spärlich bezeichnet werden, namentlich Zahlenmaterial ist noch nicht bekanntgegeben worden.

Innig verknüpft mit der Grundrißanordnung einer Werkstatt ist die Ausgestaltung nicht nur der Förderwege, sondern auch der Fördermittel. Die letzteren stehen in zahlreicher Gestalt zur Verfügung; neben dem Menschen arbeitet der auf Gleisen laufende Dampf- und elektrische Kran, die Laufkatze, der Laufkran, der Portalkran, der Halbportalkran, der Velocipedkran, der Konsolkran, alle mit elektrischem Antrieb versehen. Wo aber liegen die Grenzen ihrer Wirtschaftlichkeit und wo liegt das ihren Eigenarten Rechnung tragende Anwendungsgebiet? Bei dem überragenden Anteil, den die Förderkosten an den Herstellungskosten besitzen, sind wissenschaftlich begründete Feststellungen derselben dringend erwünscht. Bis jetzt geben bei der Wahl und der Anordnung der Fördermittel gefühlsmäßig begründete Ansichten den Ausschlag. Gleiche Erwägungen dürften in den meisten Fällen bei der Größenanordnung der Gebäude maßgebend sein; Forschungen über die wirtschaftlichste Breite und Länge der Hallen, hierbei die Wirtschaftlichkeit nicht in bezug auf die Herstellungskosten der Gebäude, sondern auf die Betriebskosten angewandt, dürften fruchtbringend sein.

Schon an anderer Stelle ist der Ansicht Ausdruck gegeben, daß die Bearbeitungsmaschinen, die im Eisenbau Verwendung finden, noch sehr verbesserungsfähig sind. Anreiz hierzu können nur auf wissenschaftlicher Grundlage durchgeführte Versuche bringen, die den Wirkungsgrad der Maschinen bestimmen.

Welche Unterschiede selbst bei einfachen Maschinen auftreten, zeigt die Veröffentlichung von Schlesinger in der „Werkstattechnik", Heft 14, Jahrgang 1923; hier ist angegeben, daß der Wirkungsgrad bei 19 verschiedenen Bohrmaschinen zwischen 0,38 und 0,87 schwankt. Welchen Einfluß die Wahl unwirtschaftlicher Maschinen auf die Herstellungskosten hat, braucht nicht besonders erörtert zu werden. Sehr wertvoll sind die Versuche von Kammerer und Gleich über Trennverfahren, die sich mit den Kosten des Trennens nach den verschiedenen Verfahren befassen. Nur solche mit allen Hilfsmitteln der Wissenschaft vorgenommene Versuche führen zu unantastbaren Ergebnissen, die den Betrieben die Anschaffung der wirtschaftlichsten Maschinen ermöglichen. Ein wesentliches Hilfsmittel für die Untersuchung der Maschinenleistung ist die schon erwähnte Zeitstudie, wenn sie zur Feststellung der Dauer der Teilzeiten eines Arbeitsvorganges an einer Maschine angewendet wird. Wenn man beobachtet, daß bei einer ganz neuzeitlich durchgebildeten Bohrmaschine beim Bohren von Löchern von 26 mm Dmr. in Winkeleisen von 20 mm Stärke bei langen Arbeitsstücken mit enger Lochteilung in einer 10 stündigen Schicht die reine Bohrzeit höchstens 3½ Stunden beträgt, unter der Voraussetzung, daß die Bedienung der Maschine durch einen erstklassigen Bohrer erfolgt, und daß 6½ Stunden, also ²/₃ der Arbeitszeit, auf Nebenarbeiten entfallen, dann kommt der Wille, die Einrichtungen, die zu Ersparnissen bei den Nebenarbeiten führen, zu schaffen, ganz von selbst. Erwähnt sei, daß das Verhältnis der Bohrzeit zur Arbeitszeit bei dem gegebenen Beispiel ein sehr günstiges ist; bei geringeren Materialstärken wird das Verhältnis der Bohrzeit zur Arbeitszeit ganz bedeutend ungünstiger. Nur exakte Untersuchungen geben das Mittel an die Hand, die wirtschaftliche Überlegenheit einer Maschine über eine gleichartige einwandfrei festzustellen; das gleiche gilt für die Hilfseinrichtungen wie Zulagen, Aufspannvorrichtungen usw. Das kurz erläuterte Beispiel zeigt, welche Aufklärung, welchen Nutzen mit wissenschaftlicher Methodik und wissenschaftlichen Hilfsmitteln angestellte Untersuchungen bringen können.

Von großer Bedeutung ist weiterhin die Kraftwirtschaft. Der Kraftverbrauch zweier großer Brückenbauanstalten auf die Tonne fertiger Konstruktion berechnet — von beiden Werken wird die Kraft in Form von elektrischem Strom bezogen, die Größe des Verbrauches ist daher genau feststellbar — verhält sich fast wie 1 : 5; welcher Unterschied damit in die Herstellungskosten getragen wird, braucht nicht weiter erörtert werden. Wesentlich beeinflußt wird die Kraftwirtschaft der Betriebe durch den Preßluftverbrauch; diesen nach Möglichkeit einzudämmen und Verluste bei der Erzeugung, der Fortleitung und dem Verbrauch zu vermeiden, ist nur durchführbar, wenn wissenschaftliche Methoden bei der Überwachung der Preßluftwirtschaft Anwendung finden.

Es ist von wesentlicher Bedeutung für die Rationalisierung der Betriebe, daß eingehende Untersuchungen der zahlreichen kurz gestreiften Probleme stattfinden. Vorbedingung ist, daß die Wissenschaft sie selbst durchführt oder den Betrieben die Methoden, Mittel und Wege zeigt, wie solche Untersuchungen angestellt werden müssen und wie die richtige Auswertung derselben vorzunehmen ist.

Die wissenschaftliche Beobachtung und Durchforschung der Arbeiten auf der Baustelle ist, was in der Natur derselben begründet liegt, mit außerordentlichen Schwierigkeiten verknüpft. Die Wechsel im Zustand der Baustellen, die Verschiedenheit der Bauwerke in ihrer Gesamtanordnung, die wechselnden Abmessungen und Gewichte der Konstruktionsteile, dies alles führt zu soviel tausendfältigen Erscheinungen, daß es fast unmöglich erscheint, Gemeinsames herauszuarbeiten und zu erforschen. Nirgends ist man bezüglich der Kostenschätzung in so hohem Maße auf Erfahrungen angewiesen, wie beim Baustellenbetrieb. Man wird sich daher vorläufig darauf beschränken müssen, eine beschreibende Zusammenstellung der Aufstellungsverfahren, der bei ihnen verwendeten Maschinen und Hebezeuge, die Beurteilung derselben nach allgemeinen Gesichtspunkten zu geben, und eigenartige, durch die jeweils vorliegenden besonderen Umstände begründete Aufstellungslösungen zu erörtern. Der verflossene Weltkrieg hat bei der Wiederherstellung beschädigter Brücken und der Aufstellung von Ersatzbrücken, bei welchen Bauvorhaben allerdings stets die Kürze der Bauzeit mehr als die Wirtschaftlichkeit ausschlaggebend war, so manchen bemerkenswerten Bauvorgang veranlaßt. Veröffentlichungen liegen auf diesem Gebiete zahlreich vor, was als sehr dankenswert bezeichnet werden muß. Leider ist die Bekanntgabe ähnlicher Vorgänge im Hochbau, wie Verstärkungen, Umbauten, Auswechslungen usw., viel spärlicher, obgleich derartige Ausführungen, namentlich im Industriegebiet, durchaus nicht zu den Seltenheiten gehören. Es ist zu bedauern, daß so zahlreiche lehrreiche Arbeiten und die bei ihnen gemachten Erfahrungen der Öffentlichkeit vorenthalten bleiben; manche wertvolle Anregung geht damit verloren.

Trotz des vorher Gesagten kann es meiner Ansicht nach keinem Zweifel unterliegen, daß eine methodische Untersuchung der Aufstellungsarbeiten, die sich auf die Einzelarbeiten, wie Lagerung und Förderung des Materials, Hochziehen, Einbauen und Verschrauben der Konstruktionsglieder und endlich das Vernieten erstreckt, der Weg ist, auf dem Verbesserungen erreicht werden können. Werden die Kosten für die Einzelvorgänge dauernd festgestellt und Vergleiche gezogen, so wird sich bald ergeben, wo die Möglichkeiten zur Rationalisierung liegen und wie eine systematische Vorbereitung der Baustelle auszubilden ist. Die Einwirkung dieser Beobachtungen wird bis auf die Konstruktionsbüros zurückgehen. Die Ausbildung der Konstruktionsglieder unter dem Gesichtspunkte, daß die Teile in möglichst großem Ausmaß die Werkstatt verlassen und daß auf diese Weise die Arbeit auf der Baustelle auf ein Mindestmaß herabgedrückt wird, dürfte die Folge sein. Die Ausbildung der Anschlüsse mit Rücksicht auf leichtes Zusammenbauen, Verschrauben und Nieten gehört ebenfalls in diesen Rahmen. Die Folge der Beobachtung wird ferner sein, daß man sich nicht damit begnügt, die Vorbereitung der Baustelle in der Bereitstellung der erforderlichen Maschinen, Hebezeuge und Einrichtungen zu sehen, man wird vielmehr ähnlich wie im Werkstattbetrieb auf eine straffe Führung des Aufstellungsbetriebes hinarbeiten und den Gang der Arbeit vor dem Beginn derselben überlegen und durcharbeiten und genaue Festlegungen über die Reihenfolge und die Zeiten treffen. Gerade die Schwierigkeiten, welche die Aufstellungsarbeiten einer wissenschaftlichen Durchdringung bieten, sollen einen vermehrten Anreiz geben, sie in Angriff zu nehmen.

Nun ist die Frage berechtigt, lohnt es sich denn in Wirklichkeit, die Werkstatt- und Baustellentechnik wissenschaftlich zu durchdringen, werden die Aufwendungen und Mühen, die mit einer wissenschaftlichen Betriebsführung naturgemäß verbunden sind, auch zu solchen Ersparnissen und zu einer derartigen Verbilligung und Verbesserung der Erzeugnisse führen, daß sie vom wirtschaftlichen Standpunkte aus berechtigt sind? Werden nicht Reibungen und Schwierigkeiten in die Betriebsführung hineingetragen, welche die Vorteile, die an den einzelnen Stellen erzielt werden, wieder wettmachen? Heben nicht die unvermeidlichen Störungen, die durch schlechte Materiallieferung, durch Änderungen in den Dispositionen der Auftraggeber, durch Ausfall von Maschinen und aus anderen Ursachen auftreten, die Wirkung der neuen Methoden wieder auf? Soll man den alten Weg, der so übersichtlich ist und mit den einfachsten Mitteln eingehalten werden kann, verlassen, um auf einen neuen Weg einzubiegen, der auf verwickelten Voraussetzungen aufgebaut ist und zu seiner Einhaltung ein zahlreiches Personal erfordert, dessen Schulung und Überwachung einer besonderen Sorgfalt bedarf? Solche Bedenken sind gewiß nicht von der Hand zu weisen, sie sind begreiflich und verständlich, sie werden sich bei jedem einstellen, der sich mit der Betriebswissenschaft zu beschäftigen beginnt. Aus den Erfahrungen heraus, die in verschiedenen Eisenbauwerkstätten gemacht worden sind, muß der ganz hervorragende Nutzen der Betriebswissenschaft bejaht werden. Auch die Erfolge im Maschinenbau und auf anderen Gebieten der Technik unterstützen diese Ansicht in weitestgehendem Maße.

Man sagt wohl im Scherze, was ist einfacher als die Herstellung von Eisenkonstruktionen?, erst macht man Löcher in das Eisen und nachher macht man sie wieder zu. Die Zeiten sind aber vorüber, während welcher dieses Scherzwort cum grano salis eine gewisse Berechtigung hatte. Wenn man die Entwicklung der Technik aufmerksam verfolgt, so kann man nicht verkennen, daß in den letzten Jahrzehnten die Frage der Wirtschaftlichkeit in der Technik immer stärker betont worden ist. Die Technik steht heute vor einem neuen Entwicklungsabschnitt; in der gleichen Weise wie vor Jahren die konstruktive Technik durch die Wissenschaft befruchtet und so auf den jetzigen hohen Stand gebracht wurde, so beginnt jetzt die Wissenschaft, der ausführenden Technik neue Wege zu weisen. Dieser Entwicklung muß auch der Eisenbau folgen, wenn er nicht zurückbleiben will.

Es gibt keinen besseren Beweis dafür, wie sehr die Werkstattechnik des Eisenbaues noch im Alten, im Handwerksmäßigen haftet, wie die Erscheinung, die jetzt, wie immer zu Zeiten des wirtschaftlichen Tiefstandes, zu beobachten ist, daß wiederum zahlreiche neue Unternehmungen wie Pilze aus der Erde schießen, die mit den einfachsten Maschinen Eisenbauten herstellen. Das Gebiet des Eisenbaues ist in den beiden letzten Jahrzehnten durch den Eisenbetonbau und in der neuesten Zeit durch den Holzbau in erheblichem Maße eingeengt worden; der Eisenbau kann die Konkurrenz aber nur abwehren, wenn er seine Erzeugnisse auf neuen Wegen verbilligt und verbessert. Die Einführung hochwertigen Konstruktionsstahles wird, wenn die Festigkeitseigenschaften desselben voll ausgenutzt werden sollen, eine hochwertige Ausführung namentlich der Nietverbindungen voraussetzen müssen. Es liegt im Interesse des Eisenbaues, wenn er die hieraus zielenden Anforderungen in jeder Weise unterstützt und damit der Möglichkeit, die zulässigen Beanspruchungen über das heute zulässige Maß zu steigern, die Bahn ebnen hilft.

NACHRUF FÜR GEH. REGIERUNGS- UND BAURAT RUDOLF SCHECK, BRESLAU.

Am 14. April 1925 verschied in Breslau unerwartet im 73. Lebensjahr der Regierungs- und Geheime Baurat i. R. Rudolf Scheck. Mit ihm geht ein auf dem Gebiete des Wasserbaues führender Praktiker hin. Nachdem er im Jahre 1877 zum Regierungsbauführer und 1888 zum Regierungsbaumeister ernannt worden war, begann nach kleineren Arbeiten seine Haupttätigkeit am Umgehungskanal in Breslau in den Jahren 1891—1897. Hier baute er die Oberschleuse und die Rosenthaler Brücke. Nach zweijähriger Tätigkeit am Wasserbauamt Frankfurt a. d. O. leitete er vom Jahre 1899—1907 mit Unterbrechungen in Stettin das Hauptbauamt für die Oderregulierung und war an dem Entwurf des Großschiffahrtsweges beteiligt. Von 1907—1921 war er Vorstand des Wasserbauamts in Fürstenwalde und leitete den mustergültigen Ausbau des Oder-Spree Kanals zur Großschiffahrtsstraße. Im Jahre 1921 ließ er sich krankheitshalber pensionieren.

Zahlreich sind seine wissenschaftlichen Versuche und Veröffentlichungen über eiserne Spundwände, die ihn zum führenden Sachverständigen auf dem Gebiete der eisernen Spundwände machten. Bekannt ist auch sein grundlegendes Handbuch über „Kostenberechnung für Ingenieurbauten", das er als Fortsetzung des Werkes von Osthoff in mustergültiger Form in 6., 7. und 8. Auflage, unterstützt von zahlreichen Mitarbeitern, herausgab.

Mit ihm geht ein Mann von starkem Willen und hervorragendem technischen Können dahin. Der Krieg stellte an ihn, der den Betrieb der wichtigsten Wasserstraße Norddeutschlands mit allen Mitteln aufrecht zu erhalten hatte, die stärksten Anforderungen, und seine große Liebe zum Vaterlande, dem er mit der Waffe nicht mehr dienen konnte, fand Trost darin, durch Sicherstellung der schlesischen Kohlentransporte die Waffen des Feldheeres schmieden zu helfen. Das Unglück unseres Volkes ergriff ihn tief.

Als vorbildlicher, vornehmer Charakter erwarb er sich viele Freunde und als mustergültiger Familienvater die unvergängliche Liebe der Seinen. Prof. Dr.-Ing. Zunker.

KNICKBERECHNUNG GEGLIEDERTER FLUSSEISENSTÄBE.

Von Dr. Berrer, Dozent der Tung-chi Techn. Hochschule Woosung, China.

In Heft 20 des vorigen Jahrgangs dieser Zeitschrift (25. Oktober 1924) hat Herr Dr. Rühl, Dortmund, empfohlen, gegliederte Knickstäbe nach einem der Verfahren von Engesser, Krohn oder Müller-Breslau zu bemessen. Er hat an Beispielen nachgewiesen, daß eine solche Bemessung bei gleicher Sicherheit im allgemeinen wirtschaftlicher ist als die Bemessung auf Grund der neuen Vorschriften der Reichsbahn, in welchen die Anordnung von Bindungen in einem Abstand

Stab [1])	Querschnitt	$\frac{l}{i}$	$\frac{l_1}{i_1}$	Knickspannung gemischter Versuch kg/cm²	nach Engesser		nach Krohn bzw. Gleichung 1)		nach Gleichung 2	
					Knickspannung kg/cm²	Abweichung vom Versuchswert vH	Knickspannung kg/cm²	Abweichung vom Versuchswert vH	Knickspannung kg/cm²	Abweichung vom Versuchswert vH
1	160, [16	48,8	31	2490	2440	— 2	2240	— 10	2190	— 12
2	240, [26	32,5	23	2650	2650	± 0	2500	— 5,6	2468	— 6,9
3	26, [16	92,9	56,4	1770	1800	— 2	1620	— 8,3	1400	— 20,8 [2])
4	26, [16	92,9	28,2	2090	1990	— 5	1830	— 12,5	1720	— 17,7 [2])
5		25,4	18	2580	2746	+ 6,5	2620	+ 1,5	2610	+ 1,4
6		31	54	2150	2390	+ 11	2200	+ 2	2130	— 0,9
7		44,5	50	2297	2335	+ 1,5	2120	— 7,5	2020	— 12,0
8		42,3	31	2602	2500	— 4	2320	— 11	2270	— 13,0
9		42,3	25	2700	2540	— 6	2370	— 12	2333	— 13,6

[1]) Die Versuchsstäbe, die nach Rühl sich nicht zum Vergleich eignen, sind hier weggelassen worden.

[2]) Der Abstand der Einzelstäbe voneinander ist hier zu gering bemessen; die unrichtige Dimensionierung drückt sich verstärkt in den Ergebnissen der Gleichungen (1) und (2) aus.

vorgeschrieben ist, der den 30fachen Trägheitshalbmesser eines Einzelstabs nicht übersteigt. Durch den Vergleich der bei den wichtigsten deutschen Versuchen mit gegliederten Knickstäben erhaltenen Knickspannungen mit den Ergebnissen der Rechnung nach Krohn und Engesser wird die Gültigkeit der angeführten Rechnungsweisen nachgewiesen.

In den behördlichen Vorschriften ist hinsichtlich der Knickberechnung im letzten Jahrzehnt bekanntlich ein beträchtlicher Fortschritt erreicht, indem von der Alleingültigkeit der Eulerformel abgesehen wurde. Im allgemeinen wurden dabei andere Rechnungsweisen empfohlen. Es ist aber im Hinblick auf eine allgemeine Einbürgerung einer genaueren Berechnung zu erstreben, eine ganz bestimmte Formel in die Vorschriften aufzunehmen. Eine solche Formel muß unbedingt einfach in Form und Handhabung sein. Für gegliederte Knickstäbe habe ich versucht, eine Berechnungsweise von größtmöglicher Einfachheit zu ermitteln und bin dabei zu brauchbaren Ergebnissen gelangt, die ich seinerzeit in der Zeitschrift „Der Eisenbau" veröffentlichte[3].

Die Gleichungen für Knicklast und Knickspannung wurden dabei aus der bekannten Tetmajergleichung $\sigma_k = 3100 - 11{,}4\,\frac{l}{i}$ hergeleitet. Das letzte Glied dieser für Vollwandstäbe gültigen Gleichung bedeutet die Spannungsabminderung infolge der Knickwirkung. Beim gegliederten Stab erfolgt wegen der Knickwirkung im Einzelstab eine weitere Abminderung. Aus der Übereinanderlagerung beider Abminderungen ergaben sich für die Größe der Knickspannung die Gleichungen

$$\sigma_k = \frac{1}{3100}\left(3100 - 11{,}4\,\frac{l}{i}\right) \cdot \left(3100 - 11{,}4\,\frac{l_1}{i_1}\right) \quad \ldots \ldots \; 1)$$

beziehungsweise

$$\sigma_k = 3100 - 11{,}4\left(\frac{l}{i} + \frac{l_1}{i_1}\right) \quad \ldots \ldots \; 2)$$

Hierin bedeuten l die Knicklänge des Gesamtstabes, l_1 die des Einzelstabes, i und i_1 die Trägheitshalbmesser des Gesamtstabes und des Einzelstabes. Die zweite Gleichung entsteht aus der ersten durch Multiplikation der Klammerausdrücke unter Vernachlässigung der gegenüber 3100 kleinen Glieder mit $\frac{l}{i}$ und $\frac{l_1}{i_1}$.

Die beiden Gleichungen haben den Vorzug, daß ihnen die Herleitung aus der Tetmajergleichung ohne weiteres anzusehen ist. Besonders gilt dies für Gleichung (2), welche genau den gleichen Aufbau hat wie diese. Man erkennt daher auch sofort die Grenzen ihrer Gültigkeit. Bei einem Baustoff, für den die Koeffizienten der Tetmajergleichung nicht mehr gelten, können die entsprechenden Gleichungen (1) und (2) unmittelbar angeschrieben werden, wenn nur die entsprechend abgeänderte einfache Tetmajergleichung bekannt ist.

Die Zuverlässigkeit der beiden Formeln habe ich a. a. O. durch den Vergleich mit Versuchsergebnissen nachgewiesen. Gleichung (1) liefert dieselben Knickspannungen wie die Berechnung nach Krohn, da sie von den gleichen Grundgedanken ausgeht, Gleichung (2) gibt etwas ungünstigere, also sichere Werte. Wie aus nachstehender Zusammenstellung hervorgeht, ergeben die Gleichungen auch in Anwendung auf die von Dr. Rühl angeführten neueren Versuchsergebnisse ebenso brauchbare Knickspannungen wie die Formeln von Engesser und Krohn. Die Ergebnisse der Rühlschen Ausführungen sind daher auch für sie gültig. Sie haben vor den anderen Formeln den Vorzug größerer Einfachheit und den durchsichtigeren Aufbau voraus, daher prägen sie sich dem Gedächtnis sehr leicht ein. Bei Behandlung der Knickfrage durch den Normenausschuß der deutschen Industrie oder bei Abfassung neuer amtlicher Bestimmungen dürfte daher die Einführung einer der Gleichungen (1) oder (2) zu erwägen sein.

MODERNE BODENUNTERSUCHUNG

Von Bergwerksdirektor W. Landgraeber, Passau.

Für unsere Industrie und Landwirtschaft ist neben dem Vorhandensein nutzbarer Lagerstätten aller Art die Beurteilung der Boden- und Wasserverhältnisse zwecks richtiger Behandlung des Bodens von ausschlagebender Bedeutung. Sich schnell und ohne große Kosten ein richtiges Gesamtbild über die geologische Struktur, den Aufbau und die Lagerungsverhältnisse verschaffen zu können, sei es für landwirtschaftliche Zwecke oder zur Untersuchung von Bergbaugebieten, Baugründen, zur Feststellung der Trassen projektierter Tunnels und Kanäle, ist eine Hauptvorbedingung.

In richtiger Erkenntnis der Wichtigkeit dieser Tatsachen haben es sich die beteiligten Kreise zur Aufgabe gemacht, Hilfsmittel zu finden, um die bisherigen mühsamen und langwierigen Arbeitsmethoden der Geologen zu erleichtern und sicherer zu gestalten. Gleichzeitig sollen aber die bisherigen kostspieligen Untersuchungen durch Bohrungen, Schürfgräben, Stollen und Schächte auf ein Mindestmaß herabgedrückt werden. Die Wünschelrute, die seit Jahrhunderten zu diesem Zweck benutzt wurde, war bislang das einzige naturgegebene Instrument. Leider ist viel Schwindel damit getrieben worden. Neuerdings beschäftigt dieses Problem die Köpfe der Gelehrten mehr denn je zuvor. Selbst die Geologische Landesanstalt steht keineswegs mehr auf dem Standpunkt, daß es mit der Rhabdomantie (wie der wissenschaftliche terminus technicus für die Rutengängerei lautet) eitel Humbug sei, sondern sie hält daran fest, daß bei der Deutung der von Rutengängern festgestellten Reaktionen die beratende Stimme der Technischen Geologie unter allen Umständen gehört werden muß.

Schon frühzeitig hat man versucht, physikalische Apparate in den Dienst der Technischen Geologie zu stellen. Sie ließen sich aber nur für ganz bestimmte engumschriebene Verhältnisse zweckdienlich verwenden. Mittels Kompaß und Magnetometer sind z. B. durch magnetische Erdmessungen bereits umfangreiche Magneteisenlager erschürft worden. Die Ursache ist darin zu suchen, daß der Erdmagnetismus bei ungleicher Zusammensetzung der Erdschichten überall verschieden wirkt. Die Untersuchung geschieht dadurch, daß die Abweichung der Magnetnadel nach Stärke und Richtung an einer großen Anzahl verschiedener Stellen eines Gebietes aufgezeichnet wird. Die Aufzeichnungen lassen dementsprechende Schlußfolgerungen zu.

In neuerer Zeit hat die Technische Geologie ein ganz neuartiges Hilfsmittel, die elastischen Wellen, zur Verfügung gestellt bekommen. Ausgehend von den Erfahrungen der Erdbebenforschung werden Bodenschallwellen mittels künstlicher Erderschütterungen durch Explosion von Sprengstoffen an der Oberfläche in bestimmter Entfernung erzeugt. Bekanntlich hat jedes Beben zwei verschiedenartige Erschütterungswellen im Gefolge, die longitudinalen, die die schnelleren sind, und die transversalen. Beide treffen nach verschiedenen Zeiten der registrierenden Seismographen (kleinere tragbare Erdbebenstationen von besonderer Ausführungsart). Aus der Fortpflanzungsgeschwindigkeit dieser sowie aus dem Vergleich der so erhaltenen seismographischen Kurven lassen sich nach den Lehren der Erdbebenforschung Schlüsse ziehen auf die Elastizität und das spezifische Gewicht der durchstrahlten Gesteine und damit auf die Lagenanordnung des tieferen Untergrundes sowie auf das Vorhandensein, die Art und Mächtigkeit von Lagerstätten.

Neben den Seismographen zur Erkundung der äußeren Erdkruste sind in neuerer Zeit verschiedene Untersuchungsmethoden ausgebildet, die darauf beruhen, die Ausbreitung

[3] Der Eisenbau 1920, Heft 22, Seite 398.

elektrischer Ströme und elektrischer Wellen zu bestimmen. Die verschiedenen Gesteine und Mineralien, die die Erdkruste zusammensetzen, weisen ebenso wie bei den elastischen Wellen verschiedene elektrische Leitfähigkeit auf. Mittels des elektrischen Verfahrens werden zwei Gruppen voneinander unterschieden, je nachdem es sich um die Erforschung leitender Schichten handelt, die mittels elektrischer Ströme durchforscht werden, oder um nichtleitende Gesteine, bei denen man elektrische Wellen anwendet. In einem Gebiet mit sonst schlecht leitendem Gebirge, das gut leitende Erzgänge (Blei-, Zink-, Kupferkies, Graphit, Schwefelkies u. dergl.) enthält, leitet man zur Ermittlung der Lage, Begrenzung, Mächtigkeit und Tiefe von zwei entfernt voneinanderliegenden Polen (Sonden) künstlich erzeugte Wechselströme in die Erde. Es entstehen dadurch sogenannte Stromlinienfelder zwischen den beiden Zuleitungspunkten. Mittels geeigneter Empfangsapparate werden Stromlinien gleichen Potentials aufgesucht und kartiert. In völlig homogenem und gleichartigem Boden erfahren diese keinerlei Abweichungen aus dem normalen Verlauf. Andererseits werden schlecht leitende Schichten von den elektrischen Strömen gemieden. Dem Geologen und Bergmann bieten Unregelmäßigkeiten und Verzerrungen der Stromlinienfelder die Möglichkeit, Lage, Mächtigkeit, Ausdehung, Einfallen, Streichen sowie Störungen der vermuteten Lagerstätten festzulegen. Schwerkraftmessungen werden bereits seit längerer Zeit benutzt, um bergbauliche Gebiete zu untersuchen. Durch Pendelapparate und empfindliche Drehwagen (Eötvös) wird die Veränderung der in erheblichen Grenzen schwankenden Dichte der verschiedenen Mineralien, die das normale Schwerefeld beeinflussen, festgestellt. Sie setzen eine vorherige genaue Erkundung des geologischen Aufbaues voraus.

Auch die Radioaktivität der Stoffe wird neuerdings von der Technischen Geologie herangezogen. Die Untersuchungen gehen mit einer Arbeitsgeschwindigkeit vor sich, wie es auf keinem anderen bekannten Wege möglich ist, so daß man bald weiß, ob etwas vorhanden ist, wie ergiebig und nachhaltig der Bergreichtum sich anläßt, und welche Investierungen notwendig sind. Nutzlose Aufschlußarbeiten und ergebnislose Bohrungen werden hintangehalten.

Die richtige Anwendung der mannigfachen Methoden auf diesem Wissensgebiet ist die erste Bedingung für den Erfolg. Ebenso wie bei der Wünschelrute muß auch hier eine enge Zusammenarbeit, Vorprüfung und Beratung von Fachleuten der Technischen Geologie, der Landwirtschaft und des Bergbaues stattfinden zwecks erschöpfender Auswertung der Ergebnisse für die Praxis.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Selbstentlader für Abraum- und Baubetriebe.

Übersicht. Ausgehend von den einfachen Mulden- und Kastenkippern wird die Entwicklung neuzeitlicher Selbstentlader für Abraum und Baubetriebe beschrieben und die Bauart verschiedener Flachboden-, Sattelboden- und Schaufelbodenselbstentlader gekennzeichnet.

Die Ausbildung geeigneter Wagen für die schnelle Bewegung von Erdmassen auf Schmalspurgleisen wurde in den letzten Jahren stark beeinflußt durch die ungeahnte Entwicklung der Braunkohlenindustrie und daneben durch den eifrig betriebenen Ausbau der Wasserkräfte, namentlich in Süddeutschland, wo man mitunter 15—25000 m³ Erdmassen täglich bewältigte. Die bei diesen Betrieben meist verwandten großen und leistungsfähigen Bagger können nur dann wirklich wirtschaftlich arbeiten und voll ausgenutzt werden, wenn es gelingt, das Baggergut ebenso schnell fortzuschaffen und abzukippen, wie es gefördert wird. Diese Grundforderung war daher richtungweisend für den Bau der Fahrzeuge und hatte die Ausbildung einiger wertvoller Bauarten von Kippern und Selbstentladern zur Folge, von denen nachstehend einige gekennzeichnet werden sollen.

Der erste Wagen dieser Art war der jetzt überall verbreitete Muldenkipper (Abb. 1), bei dem die kippbare Mulde in zwei Punkten aufgehängt auf dem Untergestell lagert. Man baut sie heute meist in Größen von ½ bis 4 m³ für Spuren von 600 bis 900 mm. Kleinere Muldenkipper sind gewöhnlich mit einer selbsttätigen Feststellvorrichtung ausgerüstet, bei der man beim Kippen nur einen Hebel umzulegen braucht. Sie halten das Kippgefäß beim Zurückkippen fest und verhindern das Schwanken bei der Fahrt. Für den Versand auf weite Strecken, namentlich nach Übersee, sind besonders zweckmäßig die Mulden mit schrägen Kopfwänden, da sie gestatten, mehrere von ihnen ineinander zu verpacken.

Abb. 1. Muldenkipper.

Abb. 2. Kastenkipper.

Den Anforderungen der Abraumbetriebe und größeren Baustellen waren diese Kipper jedoch bald nicht mehr gewachsen, zumal bei ihnen der über den Schienen verfügbare Raum nicht ganz ausgenutzt wird. So entstand der neben dem Muldenkipper am weitesten verbreitete hölzerne Kastenkipper (Abb. 2), bei dem der gewöhnlich rechteckig ausgebildete Kasten drehbar auf dem Untergestell ruht. Eine der Seitenwände des Kastens ist an ihrer oberen Längskante lose aufgehängt und durch eine besondere Sperrvorrichtung festgehalten. Beim Kippen gibt ein am Untergestell eingebauter Anschlag den Verschluß erst dann frei, wenn der Schwerpunkt des gefüllten Kastens schon über den Drehpunkt hinaus verschoben ist und eine fallende Bahn beschreibt. Die Entleerung des Wagens wird durch das immer mit Schwung und einem Aufschlag ausgeführte Kippen erleichtert.

Abb. 3. Schrägbodenselbstentlader.

Abb. 4. Schrägbodenselbstentlader.

Abb. 5. Flachbodenselbstentlader D.R.P.

Abb. 6. Flachbodenselbstentlader D.R.P.

Abb. 7. Schaufelbodenselbstentlader D.R.P.

Abb. 8. Schaufelbodenselbstentlader D.R P.

Abb. 9. Kastenselbstkipper D.R.P.

Abb. 10. Kastenselbstkipper D.R.P.

Abb. 11. Kastenselbstkipper.

Abb. 12. Kastenselbstkipper.

Abb. 13. In Selbstkipper umgebauter Kastenkipper.

Abb. 14. Umgebauter Kastenkipper.

Diese einfachen Kastenkipper erfordern aber zu ihrer Bedienung einen großen Kraftaufwand und eine Reihe von Leuten. Dieser, in der heutigen Zeit der hohen Lohnkosten und knappen Betriebsmittel besonders schwerwiegende Nachteil tritt augenfällig in Erscheinung, wenn man auf der Kippe einer größeren Baustelle beobachtet, wie starke Kippmannschaften sich bemühen, mit langen Hebebäumen die oft einseitig überladenen Wagen zu kippen und die Kasten zurückzuholen. Hierbei vergehen bei einem einzigen Zug von durchschnittlich 20 Wagen meist 20 bis 25 Minuten bei 16 Bedienungsleuten. Man hat zwar in neuerer Zeit Kastenkipper gebaut, die nur wenige Mann Bedienung erfordern, aber bei backendem Ladegut müssen sie meist mehrere Male gekippt werden, ehe sie völlig entleert sind; auch verringert das häufige Kippen und Anschlagen ihre Lebensdauer.

Von den in den letzten Jahren sich immer mehr vergrößernden Braunkohlengruben, für deren Abraumbetrieb die bisherigen Kastenkipper nicht mehr genügten, wurden unter Hinweis auf die bei den Hauptbahnen schon seit einiger Zeit eingeführten Selbstentlader Schmalspurwagen mit selbsttätiger Entladevorrichtung gefordert. So entstand eine Reihe von selbstentladenden Wagen, die alle durch folgende Grundzüge gekennzeichnet sind:

1. Die geeignete Wahl der Schwerpunktlage des Ladegutes ermöglicht nach Lösung des Verschlusses oder der Feststellvorrichtung durch den Arbeiter ein selbsttätiges Entladen.

2. Die nach der Kippseite liegende Seitenwand des Wagenkastens (der Vorsteller) wird durch Ausnützung der Relativbewegung zwischen den beweglichen Kastenteilen und dem Untergestell angehoben und gewährt so freien Durchgang für das Ladegut.

3. Entladen wird der Wagen in einigen Sekunden und mit erheblichem Schwung, wobei die beweglichen Kastenteile sicher in ihre äußerste Stellung gelangen und dort vom Verschluß festgehalten werden.

4. Nach Lösen des Verschlusses geht der Wagen durch das Gewicht der beim Entladen gehobenen Kastenteile in die Beladestellung zurück. Zur Unterstützung dieser Rückbewegung sind mitunter Rückzugfedern eingebaut.

Die Feststellvorrichtung der Wagen muß nach folgenden Grundsätzen entwickelt werden:

1. Sie muß durch einen Mann leicht gelöst werden können.

2. Sie muß nach dem Entladen den Kasten sicher in der Entladestellung festhalten.

3. Sie muß zum Schließen des Wagens wiederum nur von einem Mann gelöst werden können.

4. Sie muß in der Beladestellung den Kasten festhalten und beim Fahren ein Schwanken und zufälliges Öffnen verhindern.

So entstand zunächst ein eiserner Wagen mit feststehendem Kasten, dessen Boden schräg gestellt ist (Abb. 3 u. 4). Ähnlich wie beim Kastenkipper ist auch hier die Längswand auf der Kippseite beweglich aufgehängt und durch einen Verschluß festgehalten. Nach Lösen des Verschlusses drückt das Ladegut die Längswand zur Seite und läuft aus. Die frei ausschwingenden Seitenklappen werden nach dem Entleeren mit der Hand wieder in die Schließlage gebracht und in dieser alsdann durch eine einfache Hebelanordnung geschlossen gehalten. Im Gegensatz zu den Kastenkippern erfordern diese Wagen mit ihren festzusammengefügten Kästen keine Instandsetzungsarbeiten, sondern sind nur dem natürlichen Verschleiß ausgesetzt. Sie eignen sich besonders für die Beförderung von leicht fließendem und feinkörnigem Ladegut und werden zu diesem Zweck noch heute vielfach verwandt.

Die Fried. Krupp A.-G., Essen, wurde durch die ständige Vergrößerung ihrer Anlagen, durch die Angliederung von Hochofen- und Hüttenwerken, Kohlen- und Erzgruben, Steinbrüchen, Ziegeleien, Schiffswerften und Maschinenfabriken veranlaßt, eine eigene Konstruktionsabteilung und Werkstätten für Wagenbau, Gleis- und Oberbaugerät einzurichten, um der immer zunehmenden Nachfrage nach Sonderbauarten von Wagen für ihren eigenen Bedarf gerecht zu werden. Hier baute sie kurz vor dem Kriege als erste Firma in Deutschland einen selbsttätig entladenden Wagen, der sich auch bei dem schwierigsten Ladegut als wirklich brauchbar erwies und vielen späteren Bauarten ähnlicher Wagen als Vorbild gedient hat. Von diesem, unter dem Namen „Flachboden-Selbstentlader" allgemein bekannten patentierten Wagen (Abb. 5 u. 6) wurden bisher über 18000 Stück geliefert. Er verdrängte in kurzer Zeit im Braunkohlenbetriebe fast alle übrigen Bauarten, zumal man mit 75 solcher Selbstentlader von 5 m³ Inhalt bei 4 km Wegestrecke 12000 m³ in der Doppelschicht leistete.

Seine Konstruktion entspricht den oben angeführten Grundsätzen. Die Kopfwände des Kastens sind fest mit dem Untergestell und der Boden ist mit der rückwärtigen Längswand gelenkig verbunden. Ferner ist der Boden auf dem Untergestell in Kipplagern abgestützt und bewegt sich zwischen den beiden Stirnwänden, wobei der Drehpunkt so gewählt wurde, daß mit Hilfe der zwischen Boden und Untergestell eingebauten Rückzugfedern die Bedingungen für das Entladen und selbsttätige Schließen, wie sie oben gekennzeichnet werden, erfüllt sind. Die eine Längswand ist am Boden gelenkig und an den beiden Stirnwänden durch Lenker so befestigt, daß sie beim Entladen fast gleichlaufend zur Anfangslage hochgehoben wird, wobei sie den Winkel zwischen sich und dem Boden ständig vergrößert. Schon während des Kippens wird so durch die gleichzeitige Bewegung des Bodens und der beiden Längswände das Ladegut aufgebrochen und gelockert und auch bei schwer rutschendem und backendem Gut schnelle und restlose Entladung ermöglicht. Ein einzelner Mann kann in wenigen Sekunden mittels eines Hebels den Wagen entladen und schließen.

Diese Wagen werden bis 15 m³ Inhalt und für 600—1435 mm Spur gebaut; sie verkürzen erheblich die Zeit des Wagenumlaufes und steigern die Zahl der geleisteten Tonnenkilometer. Auch verhindert die weit nach außen gelegte Entladekante des Bodens ein Zuschütten der Gleise.

Neben dieser Bauart wurde eine andere entwickelt, bei der die gelenkige Verbindung zwischen Boden und Längswand fehlt (Abb. 7 u. 8). Boden und Seitenwand bestehen hier aus einem Stück und haben die Form einer Schaufel. Die Verbindung der Klappe mit der beim Entladen hochschwingenden Rückwand und ihre eigenartige Aufhängung ergeben bei dieser Bauart eine sehr geräumige Entladeöffnung, durch die auch große, von Löffelbaggern stammende Klumpen Erdreich gleiten können, Bodenrückzugfedern sind hier infolge geeigneter Wahl des Bodendrehpunktes und der Schwerpunktlage der beweglichen Teile als unnötig fortgelassen.

Die Wirkungsweise dieser Schaufelboden-Selbstentlader ist aus den Abbildungen zu erkennen. Nach Lösen des Verschlusses bewirkt das Gewicht des Ladegutes infolge geeigneter Wahl des Drehpunktes des Schaufelbodens eine Drehung dieses Bodens nach der Entladungsseite. Hierbei schwingt gleichzeitig die gelenkig aufgehängte Seitenwand mittels einer am Boden und an der Seitenwand gelenkig angreifenden Druckstange aufwärts. Der Verschluß hält Boden und Seitenwand in der Entladestellung fest, so daß das Fördergut ungehindert herausgleitet. Auch diesen Wagen kann ein Mann leicht in die Ladestellung zurückdrücken. Die Beseitigung des Gelenkes zwischen Boden und Seitenwand verringert den Verlust an Fördergut während der Fahrt. Der Aufschlag des Bodens ist schwächer und damit die Lebensdauer größer geworden.

Ob in Zukunft dem Flachboden- oder dem Schaufelboden-Selbstentlader der Vorzug zu geben ist, muß die weitere Erfahrung und Erprobung erst zeigen. Bei den Arbeiten zum Ausbau der mittleren Isar haben sich Schaufelboden-Selbstentlader, die hier in größerer Zahl verwandt wurden, durchaus bewährt.

Für Baubetriebe werden heute noch vielfach hölzerne Kastenkipper gefordert, denen man gegenüber den eisernen verschiedene Vorzüge nachsagt. Beschädigte hölzerne Wagen lassen sich auf den Baustellen meist leicht wieder ausbessern, während eiserne Wagen zu ihrer Instandhaltung immerhin einige geschulte Leute und besondere Werkzeuge und Vorrichtungen erfordern. Namentlich beim Vergleich der eisernen Wagen mit den einfachen hölzernen Kastenkippern fällt das Urteil der Unternehmer heute noch oft zugunsten des letzteren aus. Aber bei der Verwendung einer größeren Anzahl von selbsttätigen Wagen wird man diese Ansicht kaum aufrecht erhalten können, denn einmal ist Holz als Baustoff sehr stark den Witterungseinflüssen ausgesetzt und wird daher die Zahl der Instandsetzungen vermehren. Ferner ist heute auf größeren Baustellen, w[illegible] immer mehr arbeitsparende Maschinen gebraucht werden, meist eine kleine Ausbesserungswerkstatt mit den nötigen Werkzeugen und gelernten Arbeitern zu finden, die auch die Instandhaltung eiserner Wagen ermöglicht. Es ist daher als sicher anzunehmen, daß mit der fortschreitenden Erkenntnis von der lohnsparenden Wirkung der Selbstentlader das Holz als Baustoff für die Wagen verschwinden und das Eisen es ersetzen wird.

Um aber den Anforderungen nach einem billigen, selbsttätigen Kastenkipper nachzukommen, hat man solche Wagen ausgeführt, die aus verhältnismäßig wenig Teilen bestehen und möglichst einfach gehalten sind. Abb. 9 und 10 zeigen einen derartigen, von der Fried. Krupp A.-G. gebauten Wagen, dessen Kasten aus dem Boden, zw[illegible] fest damit verbundenen Kopfwänden und einer festen und einer beweglichen Seitenwand besteht. Der Kasten ist auf dem Untergestell exzentrisch derart gestützt, daß er bestrebt ist, mit seiner Ladung nach der Seite der beweglichen Längswand umzukippen. Hiera[illegible] hindert ihn aber ein besonderer, patentlich geschützter Verschluß. Durch einen Lenker, dessen Angriffspunkt auf der beweglichen Längswand des Kastens entsprechend ausgewählt wurde, stützt sich die Wand auf dem Unterwagen ab. Beim Kippen hebt sie sich hoch und gibt so die ganze Seite für die Entladung frei. Eine Sper[illegible]vorrichtung hält den Wagenkasten in der Kippstellung wieder fest. Löst man diesen Verschluß, dann kippt der Kasten durch das Gewicht der hochgehobenen Seitenwand in die Beladestellung zurück, in d[illegible] er durch den Verschluß festgehalten wird.

Das Fassungsvermögen dieses in Holz ausgeführten Wagens (Abb. 9 u. 10) beträgt 5,3 m³ bei einem Gewicht von 3000 kg, die eiserne Bauart nach Abb. 11 und 12 wiegt 3400 kg bei gleichem Fassungsraum. Die heute in Gebrauch befindlichen nicht selbsttätigen Kastenkipper lassen sich mit verhältnismäßig geringen Kosten in Kastenselbstkipper umbauen. Es besteht die Möglichkeit, durch einen derartigen Umbau die Betriebe mit älteren Wagen wesentlich wi[illegible]schaftlicher zu gestalten. Die Abb. 13 und 14 zeigen einen in ein[illegible] Kastenselbstkipper umgebauten Kastenkipper alter Bauart.

Bau eines Viaduktes bei Conneaut bei Ohio.

Nach Engineering News-Record vom 19. Juni 1924.

Es mögen über den Baubetrieb beim Bau des Viaduktes bei Conneaut nachfolgend einige Einzelheiten mitgeteilt werden:

Abb. 1. Ansicht.

Abb. 1 zeigt das System des Bauwerkes. Danach besteht es aus 7 Bögen gleicher Spannweite und einer Balkenträgerkonstruktion als Anrampe. Wie die Formengebung offensichtlich zeigt, ist das Bauwerk aus Eisenbeton hergestellt. Die Bögen bestehen aus zwei Bogenrippen.

Die Gründung der Pfeiler erfolgte mit Kastenfangedämmen, da der tragfähige Baugrund bereits in 2 m Tiefe angetroffen wurde.

Für die Betonierungsanlage kamen 3 Systeme in Betracht: 1. eine Kabelkrananlage, 2. eine Gußbetonanlage, beide mit einer großen, möglichst zentral gelegenen Betonbereitung, 3. verschiedene kleinere, leicht bewegliche Mischmaschinen, verbunden mit leichten Aufzugsvorrichtungen. Man entschied sich für die Anlage 3 aus verschiedenen Gründen: Der Bau wurde im September begonnen. Man wollte nun die Widerlager bis zum Eintritt des Winters hochführen, um dann in der Zeit, in der ohnehin das Betonieren unterbrochen wurde, die Lehrgerüste und die Schalungen für die Bogenkonstruktion aufstellen zu können. Es war also keine Zeit, große Anlagen zu schaffen. Gegen den Gußbetonbetrieb sprach ferner die Eigenart des Bauwerks, die nicht so sehr die Bewältigung großer Massen, sondern vielmehr sorgfältige Herstellung der hochwertigen Konstruktionsglieder erforderte.

Abb. 2. Lehrgerüst.

Für das Lehrgerüst war eine Eisenkonstruktion gewählt (Abb. 2). Die Montage erfolgte in der Weise, daß der Fachwerkbogen auf dem Bauplatz zu zwei Hälften zusammengesetzt wurde. In der Mitte der Widerlager war ein hölzerner Montageturm errichtet, von dem aus mit Flaschenzügen die Eisenkonstruktion hochgezogen wurde. Im Scheitel wurden die beiden Hälften durch ein Gelenk verbunden. Die Kämpfer ruhten gelenkartig auf einem sorgfältig hergestellten hölzernen Bock auf dem Widerlager auf. Das System war also ein Dreigelenkbogen in Rücksicht sowohl auf die Montage als auch statisch auf die möglichen Setzungen der Holzböcke. Nachdem eine Rippe eines Bogens betoniert war, wurde das Lehrgerüst auf den Holzböcken verschoben, und die zweite Rippe konnte eingeschalt werden.

Dipl.-Ing. Mehmel, T. H., Karlsruhe i. B.

Der Deutsche Beton-Verein in der Jahrtausendausstellung Köln 1925.

Der Deutsche Beton-Verein beteiligt sich an der Jahrtausendausstellung Köln 1925, die am 16. Mai eröffnet wurde. In der Südwesthalle ist ein 11,70 m langer und 10,40 m breiter Raum belegt worden.

Die Eigenart der Beton- und Eisenbetonbauweise bedingt, daß die ältesten Ausführungen nur verhältnismäßig wenige Jahre zurückliegen. Immerhin ist der Vergleich, wie in den 70er und 80er Jahren des vorigen Jahrhunderts und heute Beton- und Eisenbetonbauten ausgeführt werden, interessant, und es ist versucht worden, in dem Ausstellungsraum ein Bild dieser neuzeitlichen Entwicklungsgeschichte zu geben.

An den Wänden finden wir Photographien und Gemälde von Bauausführungen rheinischer Baufirmen im In- und Ausland aus den verschiedensten Baugebieten, und zwar älterer und neuzeitlicher Ausführungen. Die Anordnung ist in der Weise getroffen, daß die Bilder nach Baugebieten (Grundbau, Hochbau, Brückenbau, Wasserbau, städtischer Tiefbau, Eisenbahnbau, Bergbau, Tunnelbau usw.) getrennt sind. Die bildlichen Darstellungen werden ergänzt durch beleuchtete Diapositive in Transparentkästen. Ferner haben verschiedene Modelle Aufstellung gefunden, die ein Brauereigebäude, ein Schwimmbad, einen Schornstein, eine Kohlenseparation und einen Erzbunker mit Verschluß, alles Eisenbetonausführungen, darstellen.

Porträts führender Persönlichkeiten im Beton- und Eisenbetonbau (Eugen Dyckerhoff, Friedrich Carl Dücker, Conrad Freytag, Hartwig Hüser, Matthias Koenen, Eduard Züblin) erinnern an das Entstehen und Aufblühen der Eisenbetonbauweise und an des Rheinlands Anteil. Eine Weltkarte veranschaulicht die Wirkungsstätten rheinischer Beton- und Tiefbauunternehmungen im Ausland.

Eine besondere Abteilung ist dem Bonner Bergwerks- und Hüttenverein A.-G. Zementfabrik in Obercassel eingeräumt, die die Anfänge der deutschen Portlandzement-Industrie darstellt, deren Entstehen mit der Tätigkeit von Dr. Bleibtreu eng verknüpft ist. Ein Bild Bleibtreus, ein Bild von seinem ersten Laboratorium, eigenhändige Entwürfe und Handzeichnungen der Stettiner und Obercasseler Zementfabrik (der ältesten und zweitältesten) führen den Beschauer in eine Zeit zurück, in der durch das Entstehen der Portlandzement-Industrie der Grundstein gelegt wurde zu der raschen Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaus. Den hervorragenden Anteil des Rheinlandes an dieser Entwicklung und die Ausstrahlungen rheinischer Arbeit ins Ausland darzustellen, ist entsprechend dem Gesamtcharakter der Jahrtausendausstellung auch der Zweck und Sinn der Ausstellung des Deutschen Beton-Vereins.

Der Deutsche Beton-Verein hofft, während seiner diesjährigen Wanderversammlung im Sommer recht viele Mitglieder und Gäste auf der Jahrtausendausstellung in Köln begrüßen zu können. W. P.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Hebung der Bautätigkeit durch Leistungssteigerung.

Während die letzte Großhandelsindexziffer, die ein Barometer der allgemeinen Wirtschaftslage ist, gegenüber der Zeit vor dem Kriege eine durchschnittliche Preissteigerung um 0,8 vH nachweist, gibt der um die gleiche Zeit errechnete Bauindex eine Baukostensteigerung von 75 vH gegenüber der Vorkriegszeit an. Die Verteuerung auf dem Baumarkt ist also fast 2½ mal so hoch als die allgemeine Teuerung und dem Baumarkt müßte heute, wenn ebenso viel gebaut werden sollte wie vor dem Kriege, eine um 75 vH erhöhte Kapitalmenge zufließen. Tatsächlich bleibt aber bei der herrschenden Kapitalknappheit das zum Bauen verfügbare Kapital weit hinter dem zurück, was vor dem Kriege zu Bauzwecken diente und die Gesamtlage unserer Wirtschaft läßt auch nicht erwarten, daß hierin in absehbarer Zeit eine erhebliche Besserung eintritt. Daraus folgt, daß eine Hebung des Baumarkts so lange nicht zu erwarten ist, als nicht die Baupreise eine Senkung erfahren und infolgedessen für den gleichen

Kapitalaufwand mehr an Bauten erstellt werden kann, als dies heute möglich ist.

Worin liegen nun die Gründe für die Verteuerung des Bauens und wodurch erklärt es sich vor allem, daß die Teuerung auf dem Baumarkt das allgemeine Preisniveau um das 1½fache überschreitet? Die Gründe, welche die allgemeine durch die Großhandelsindexziffer nachgewiesene Teuerung erklären und zu denen z. B. die Geldknappheit und der dadurch bedingte hohe Zinsfuß, die Belastung der Wirtschaft durch Steuern und soziale Abgaben usw. gehören, treffen natürlich auch für die Bauwirtschaft zu, jedoch wird hierdurch nur der Teil der Verteuerung begründet, von dem auch die übrige Wirtschaft betroffen ist. Die über das allgemeine Niveau hinausgehende Steigerung der Baukosten läßt sich dagegen mit allgemeinen wirtschaftlichen Gründen nicht rechtfertigen, die Ursachen hierfür müssen innerhalb der Bauwirtschaft selbst gesucht werden.

Es ist nicht schwierig, wenigstens eine dieser Ursachen zu finden, wenn man einmal vergleicht, welchen Stand heute die Löhne im Baugewerbe gegenüber der Zeit vor dem Kriege aufweisen und in welchem Verhältnis sich demgegenüber die Arbeitsleistung entwickelt hat. Darauf, daß Lohn und Arbeitsleistung als ein untrennbares Ganzes behandelt werden, kommt es an. Es wäre falsch, die Lohnhöhe allein zu betrachten, denn eine Lohnsteigerung kann nur dann verteuernd wirken, wenn nicht gleichzeitig die Arbeitsleistung im gleichen Verhältnis steigt. Wird z. B. der Lohn um ein Drittel gesteigert, vermindert sich aber gleichzeitig die Stundenzahl, die für ein bestimmtes Arbeitsprodukt aufgewendet wird, entsprechend, so bleibt offenbar der Lohnanteil in diesem Produkt der gleiche, eine Verteuerung tritt also nicht ein.

Ein Blick in die Praxis zeigt nun aber, daß Löhne und Arbeitsleistung in den letzten Jahren nicht die gleiche Entwicklung genommen, sondern in ein erhebliches Mißverhältnis zueinander getreten sind.

Zunächst ergibt der Vergleich der heutigen Löhne mit den Vorkriegslöhnen, daß nicht nur der Friedensnominal- sondern auch der Friedensreallohn in fast allen Bezirken erreicht, z. T. sogar bereits erheblich überschritten ist. Hierfür nur einige Beispiele:

Maurerlöhne.

Ort	Vorkriegslohn	Nominal-Lohn Ende April 1925	Steigerung in Prozenten
Berlin	82	115	40,2 vH
Frankfurt a. M.	67	105	56,7 „
Stuttgart	67	100	50,0 „
Düsseldorf	70	88	25,5 „
Mannheim	67	107	59,7 „
Leipzig	77	102	32,5 „
München	71	105	47,9 „

Die letzte Großhandelsindexziffer weist, wie bereits erwähnt, eine Verteuerung von 30,8 vH nach, die letzte Reichsindexziffer für die Lebenshaltungskosten gibt eine Preissteigerung von 36,7 vH an. Außer in Düsseldorf, wo aber jetzt ebenfalls neue Lohnerhöhungen bevorstehen, war in den aufgeführten Orten der Vorkriegsreallohn bereits Mitte April überschritten, in Frankfurt z. B. um 14,6 vH, in Stuttgart um 9,2 vH, in Mannheim 16,8 vH.

Wie verhält sich demgegenüber die Arbeitsleistung?

Nach den Berechnungen der Frankfurter Zeitung („Die Wirtschaftskurve", 1925, Heft 1, S. 60) rechnete man 1913 für eine normale Vierzimmerwohnung von 110 qm Nutzfläche 580 Baufacharbeiterstunden und 400 Hilfsarbeiterstunden. Am Höhepunkt der Inflationszeit 1923 stieg der Anteil der Baufacharbeiter auf 800 Stunden und der Bauhilfsarbeiter auf 550. Seitdem ist die Leistung wieder etwas gestiegen und man rechnet jetzt 725 Arbeitsstunden der Baufacharbeiter und 500 Arbeitsstunden der Bauhilfsarbeiter, gegenüber dem Frieden ist also noch eine Minderleistung von rund 20 vH zu verzeichnen.

In einem Aufsatz von Regierungsbaumeister a. D. Karl Müller (Deutsche Bauzeitung Nr. 22/25) wird angenommen, daß wir bei einem Einsatz von ungefähr 88 vH der Friedensarbeitskräfte nur etwa 50 vH Friedensrealleistung zu verzeichnen haben, wobei auf den einzelnen Beschäftigten nur etwa 65 vH der Vorkriegsarbeitsleistung entfällt. Daraus ergibt sich zugleich, daß der Anteil der Bauwirtschaft an der Gesamtproduktion des Volkes gegenüber der Zeit vor dem Kriege erheblich gesunken ist und daß die Minderleistung pro Kopf hierzu wesentlich beigetragen hat. Die vorstehenden Angaben stammen aus einer Zeit, zu der der Bauindex noch nicht auf 1,75, sondern auf 1,3 stand. Würde man die angestellten Untersuchungen bei dem heutigen Stand des Bauindex nochmals vornehmen, so würde man ersehen, daß die weitere erhebliche Steigerung der Baukosten die Bauproduktion und damit den Anteil an der Gesamtproduktion gegenüber der Zeit vor dem Kriege noch weiter heruntergedrückt hat.

Der oberste Grundsatz einer gesunden Wirtschaft ist, daß nicht mehr verbraucht als erzeugt wird, der eingeschränkten Bauproduktion müßte also volkswirtschaftlich betrachtet ein entsprechend eingeschränkter Verbrauch der an dieser Produktion Beteiligten gegenüberstehen, wenn nicht das Produktionserzeugnis anderer Wirtschaftskreise mit in Anspruch genommen werden soll.

Aus dem weiter oben Gesagten ergibt sich aber der unhaltbare Zustand, daß die Löhne den Stand vor dem Kriege nicht nur erreicht, sondern meist überschritten haben und infolge verschiedener Ursachen (Facharbeitermangel u. a.) noch weiter zu steigen drohen, während gleichzeitig die Arbeitsleistung weit unter der Vorkriegsleistung liegt.

Das Sinken der Arbeitsleistung ist auf verschiedene Ursachen zurückzuführen. Es würde zu weit führen, hier die Gründe alle zu besprechen, kurz erwähnt seien nur: Nachlassen der Arbeitslust als allgemeine Kriegs- und Nachkriegserscheinung, Gesetzlicher Entlassungsschutz, Radikalisierung der Bauarbeiter durch kommunistische Elemente, vor allem aber Verkürzung der Arbeitszeit und Abkehr vom Leistungslohn.

Die durch Einführung des Achtstundentages herbeigeführte Arbeitszeitverkürzung würde keine Leistungsminderung zur Folge gehabt haben, wenn die Stundenleistung entsprechend gestiegen wäre. Die Erfahrungen der Praxis zeigen aber gerade das Gegenteil. Weitere Erhebungen haben ergeben, daß dort wo im Akkord- oder Prämiensystem gearbeitet wurde, die Stundenleistung gegenüber der Vorkriegsleistung kaum einen Rückgang aufzuweisen hatte.

Die als Voraussetzung für die Hebung der Bautätigkeit als notwendig erkannte Verbilligung des Bauens wird nicht möglich sein, so lange Arbeitslohn und Arbeitsleistung ein so krasses Mißverhältnis aufweisen, wie es heute noch zu verzeichnen ist. Diesem Mißverhältnis muß in erster Linie von der Seite der Arbeitsleistung begegnet werden, denn würde man versuchen, diesem Übel durch Lohndruck zu steuern, so würde dies voraussichtlich wieder nur ein weiteres Absinken der Arbeitsleistung und damit eine neue Differenz zwischen Lohn und Leistung zur Folge haben. Das nächste Ziel muß also die Steigerung der Arbeitsleistung sein; als Wege zur Erreichung dieses Zieles kommen in erster Linie die Abkehr vom schematischen Achtstundentag und die systematische Durchführung des Leistungslohnes, d. h. der Akkord- und Prämienarbeit in Betracht.

In einem Saisongewerbe, wie es das Baugewerbe ist, wird im Jahresdurchschnitt der Achtstundentag nur gewährleistet, wenn der Arbeitsausfall durch Frost und sonstige Witterungs-

einflüsse an den Tagen, an denen gearbeitet werden kann, durch Mehrleistung ausgeglichen wird. Geschieht dies nicht, so bleibt die Jahresarbeitsleistung im Baugewerbe hinter der Leistung anderer Industrie- und Gewerbezweige zurück. Es wird dann im Durschschnitt nicht acht, sondern noch nicht einmal sieben Stunden gearbeitet.

Würde jeder Bauarbeiter während der Bausaison 9 Stunden und damit im Jahresdurchschnitt nicht wie jetzt nur 2000 sondern 2400 Stunden arbeiten, so würde dies schon bei einem mittleren Baubetrieb mit 100 Arbeitern eine Mehrleistung von 40000 Arbeitsstunden im Jahre ergeben. Auf die Gesamtheit der im Deutschen Reiche beschäftigten Bauarbeiter umgerechnet bedeutet das eine Mehrleistung von vielen Millionen Stunden und zugleich eine erhebliche Verbilligung der Baukosten, da dann die Herstellungsdauer der einzelnen Bauten erheblich verkürzt, die Baumaschinen besser ausgenutzt und die Generalunkosten des Betriebes auf ein größeres Arbeitsquantum verteilt werden könnten.

Wird neben der dem Saisoncharakter des Baugewerbes angepaßten Arbeitszeitregelung gleichzeitig das System des Leistungslohnes weiter ausgebaut, so ist die Gewähr dafür, daß die Arbeitsleistung im Baugewerbe wieder dem Stande vor dem Kriege näher kommt, daß der Lohnanteil am Bauprodukt sinkt und damit eine Verbilligung des Bauens erzielt wird, zum großen Teil schon geboten. Der Erfolg wird noch größer sein, wenn zugleich durch Verbesserung der Betriebstechnik, z. B. vermehrte Anwendung der Maschinenarbeit, richtige Auswahl, Ansetzung und Verteilung der Arbeitskräfte, praktische Einteilung des Arbeitspensums usw. die Leistungssteigerung unterstützt und auch von dieser Seite her an der Verbilligung gearbeitet wird. Rationalisierung der Arbeit und Verbilligung des Bauens sind miteinander gleichbedeutend. Arbeitgeber und Arbeitnehmer müssen in gleicher Weise hierzu beitragen, der Arbeitgeber durch Ausbau der Betriebstechnik, der Arbeitnehmer, indem er seine persönliche Arbeit ergiebiger gestaltet.

Dr. Hans Claus, Berlin.

Der mangelnde Urheberschutz für ingenieur-technische Bauentwürfe.

Durch den Aufschwung, den die Industrie, der Verkehr, die Wasser- und Kraftversorgung in den letzten Jahrzehnten erfahren haben, sind dem Baugewerbe Aufgaben erwachsen, die mit Hilfe der überkommenen Ziegel- und Holzbauweise nicht zu lösen sind. Es waren Bauwerke zu errichten, deren Planung und Durchführung nur wissenschaftlich gebildeten Ingenieuren übertragen werden können, die imstande sind, vom Bauzweck und Baumaterial vorgeschriebene statische Berechnungen und Konstruktionen durchzuführen. Damit gewann die technische Entwurfsbearbeitung unabhängig von der eigentlichen Durchführung des Baues eine gesteigerte Bedeutung. In den Skizzen, Zeichnungen und Berechnungen verkörpern sich Werte ideeller und materieller Art, ähnlich denen der Werke der bildenden Künste, z. B. der Architektur. Mit der Hingabe der Entwürfe für ein Bauprojekt an den Auftraggeber gibt die Bauunternehmung also erhebliche Vermögenswerte aus der Hand, so daß es gerechtfertigt erscheint, ihr hierfür einen gesetzlichen Urheberschutz gegen mißbräuchliche Ausnutzung ihrer Geistesarbeit zu gewähren. Dieser Schutz müßte z. B. wirksam werden, wenn der Bauauftraggeber, ohne daß eine ausdrückliche vertragliche Vereinbarung vorliegt, mit Hilfe der ihm mit dem Preisangebot überlassenen Entwürfe den Bau in eigener Regie ausführt oder an einen dritten Unternehmer vergibt.

Der Schutz des geistigen Eigentums an Werken der Wissenschaft gegen Nachdruck und Nachbildung ist in Preußen, dem sich die anderen deutschen Staaten bald anschlossen, schon im Jahre 1837 durchgeführt worden. Dem Urheber wurde das ausschließliche Recht zur Vervielfältigung und Verbreitung seiner Geisteswerke, d. h. der Verlagsschutz zugebilligt. Auch architektonische und ähnliche Zeichnungen genossen in dem vorgenannten Rahmen den Schutz dieser Gesetze, der sich aber nicht auf ihre Auswertung zum Zwecke der Bauausführung, d. h. auf das unbefugte Nachbauen erstreckte.

Auch als im Jahre 1876 die Erzeugnisse der angewandten Kunst, d. h. der malenden, zeichnenden und plastischen Kunst, unter besonderen gesetzlichen Urheberschutz gestellt wurden, blieb die Baukunst hiervon ausdrücklich ausgenommen. Erst im Jahre 1907 wurden auf Betreiben der Architektenschaft neben den Erzeugnissen des Kunstgewerbes auch die künstlerischen Bauwerke und ihre Entwürfe in den Schutz einbezogen.

Nach § 15 des noch heute gültigen Gesetzes betr. das Urheberrecht an Werken der bildenden Künste und der Photographie vom 9. Januar 1907 hat der Urheber, der auch eine juristische Person sein kann, die ausschließliche Befugnis, das Werk zu vervielfältigen. „Als Vervielfältigung gilt bei Bauwerken und Entwürfen für Bauwerke auch das Nachbauen." Diese Vorschrift kann aber auf Ingenieurbauten in der Regel keine Anwendung finden.

Wenn auch nicht zu verkennen ist, daß manchen modernen Ingenieurbauten hohe künstlerische Werte innewohnen, so dient die Mehrzahl dieser Bauten doch in erster Linie Nützlichkeits- oder Gebrauchszwecken. Der Schwerpunkt der Bedeutung eines Ingenieurbaues liegt nicht darin, daß er das ästhetische Gefühl des Beschauers anregt, sondern in seiner technischen Beschaffenheit, d. h. in der Zweckmäßigkeit und Haltbarkeit. Bauwerke, die teilweise den Charakter von Werken der bildenden Künste tragen, z. B. in Fassaden, Portalen usw., würden nach dem Wortlaut und Sinn des Gesetzes nicht als Ganzes den Schutz gegen Nachbauen genießen, sondern lediglich in Ansehung ihrer rein künstlerischen Teile. Für alle Ingenieurbauten, die ausschließlich Nützlichkeitszwecken dienen, wie es die Regel ist, besteht nach der augenblicklichen Rechtslage der gesetzliche Urheberschutz überhaupt nicht, obgleich der Entwurf für viele dieser Bauten als Geistesleistung nicht minder zu werten ist, als Entwürfe rein architektonischer Art.

Auch mit Hilfe der übrigen in Geltung befindlichen Gesetze zum Schutze des geistigen Eigentums können Bauunternehmungen bezw. Bauingenieure ihre Projektarbeiten nicht gegen mißbräuchliche Auswertung schützen. Zwar werden nach § 1 des Gesetzes betr. das Urheberrecht an Werken der Literatur- und Tonkunst vom 19. Juni 1901 auch die Urheber von Abbildungen, Zeichnungen und Plänen technischer Art, welche ihrem Hauptzwecke nach nicht als Kunstwerke zu betrachten sind, geschützt. Dieser Schutz bezieht sich aber nur auf das Recht, das Werk zu vervielfältigen und zu verbreiten. Darunter ist aber mangels ausdrücklicher Bestimmung der Schutz gegen unerlaubtes „Nachbauen", wie er im Gesetz betr. das Urheberrecht an Werken der bildenden Künste vorgesehen ist, nicht zu verstehen. Es handelt sich hier um ganz spezielle Rechtssätze, die einer analogen Ausdehnung nicht fähig sind.

Eine Bauunternehmung, die z. B. feststellt, daß ihre Bauentwürfe ohne ihre Einwilligung in Buch- oder Broschürenform vervielfältigt und im Buchhandel vertrieben werden, kann gegen den Herausgeber der Drucksache auf Grund § 36 des Gesetzes vom 19. Juni 1901 betr. das Urheberrecht an Werken der Literatur und Tonkunst vorgehen und Schadenersatz verlangen. Ferner kann der Herausgeber gemäß § 38 des genannten Gesetzes mit einer Geldstrafe bis zu 3000 M. belegt werden. Wenn aber ein Bauauftraggeber ein Bauprojekt, z. B. eine Fabrikhalle, mit Hilfe der von dem Unternehmer eingereichten Entwürfe ohne dessen Zustimmung in eigener Regie oder durch einen Dritten ausführen läßt, versagt nach der zurzeit gültigen Regelung jeder gesetzliche Schutz.

Auch das Gesetz betr. das Urheberrecht an Mustern und Modellen vom 11. Januar 1876 kann den gewünschten Schutz für die Projektarbeiten nicht gewähren, denn es trifft nur auf

solche Muster usw. zu, die zur Eintragung in das Musterregister angemeldet sind und von denen ein Exemplar oder eine Abbildung bei der Registerbehörde hinterlegt ist. Das Reichsgesetz gegen den unlauteren Wettbewerb vom 7. Juni 1909 ist nicht anwendbar, da es nur einen Unterlassungsanspruch gegen die geschäftliche Ausbeutung fremder Arbeitsergebnisse oder Gedanken bietet. Ein geschäftlicher Betrieb im Sinne des Gesetzes liegt aber nur vor, wenn eine gewisse, auf Dauer berechnete gewerbliche Tätigkeit gegeben ist, welche die Schaffung wirtschaftlicher Werte zum Zwecke der Gewinnerzielung zum Inhalte hat. Dieser Tatbestand trifft aber nicht ohne weiteres zu, wenn ein Bauauftraggeber oder ein Dritter die Entwürfe des Unternehmers für eigene Bauausführungen verwertet.

Es zeigt sich also, daß in der Urheberschutzgesetzgebung die Arbeit des Technikers und Ingenieurs, die allerdings erst im Laufe der letzten Jahrzehnte zu der heutigen Bedeutung gelangt ist, nicht so gewertet wird, wie sie es verdient.

Der fehlende gesetzliche Urheberrechtsschutz für ingenieurtechnische Projektarbeiten muß daher auf andere Weise gesucht werden.

Es ist allerdings fraglich, ob zwischen dem Auftraggeber und dem Unternehmer durch die Hingabe des Angebots und des Entwurfes, ohne daß später ein Bauauftrag folgt, ein Vertragsverhältnis, d. h. ein Werkvertrag begründet wird. Dazu ist zweierlei nötig: Einmal, daß das Projekt ein „Werk" darstellt, zum anderen, daß ausdrücklich oder stillschweigend eine Vergütung dafür vereinbart ist. Die erste Frage ist zweifellos zu bejahen, denn das Projekt stellt einen bedeutenden Arbeitsaufwand dar und verkörpert hohe wirtschaftliche Werte für den Besteller.

Das zweite Moment, die Vereinbarung einer Vergütung, liegt in der Hand dessen, der die Entwürfe und Zeichnungen aus der Hand gibt. Das R. G. stellt, wenn eine ausdrückliche Preisabrede nicht getroffen ist, auf die Umstände des Einzelfalles ab und billigt eine Vergütung für die Entwurfarbeiten nur dann zu, wenn zweifellos feststeht, daß die Beteiligten den Abschluß eines Vertrages wollten und daß nicht etwa eine bloße Offerte mit Entwurfbearbeitung vorliegt. — Es kann Fälle geben, wo der Entwurfbearbeiter auf eine Vergütung verzichten will, aber dennoch keineswegs die Absicht hat, demjenigen, dem er die Zeichnung übergibt, eine unbeschränkte Verfügung über den Entwurf und die zugrundeliegende geistige Idee zu gewähren. Auch hier ist es in erster Linie seine Sache (bei Übergabe des Entwurfes), diese Bedingung klarzustellen. Der Empfänger, der die Zeichnung unter der Bedingung entgegennimmt, verpflichtet sich damit vertraglich zur Einhaltung. Ein Dritter, der vielleicht durch Zufall in den Besitz des Entwurfs gelangt, kann gleichzeitig, und zwar am besten durch Aufdruck eines Vermerkes auf den Zeichnungen sowohl wie auf den Erläuterungsberichten, davon Kenntnis erhalten, daß der Urheber mit einer weiteren Verwendung nicht einverstanden ist.

Es mag vielleicht bezweifelt werden, ob die Übertretung des Verbotes durch einen Dritten als unerlaubte Handlung im Sinne des § 823 Absatz 2 oder § 826 des B. G. B. anzusehen ist. Das dürfte jedoch anzunehmen sein. Denn jedenfalls verstößt es gegen den geschäftlichen Anstand und die gute Sitte im Verkehr, wenn der Dritte trotz des aufgedruckten Vermerkes einen, vom Urheber nicht gewollten Gebrauch von den Zeichnungen macht und dadurch den Urheber um den Ertrag seiner Arbeit bringt (vgl. R. G. Entsch. Band 73, S. 294). Die im Entwurf befindliche Reichsverdingungsordnung sollte in einer Bestimmung dieser Auffassung des anständigen Verkehrs Rechnung tragen. Den nach der Rechtslage größtmöglichen Schutz gegen Mißbrauch kann der Hersteller dadurch erreichen, daß er, abgesehen von ausdrücklichen Bestimmungen in Bauverträgen, einen Vorbehalt durch einen entsprechenden Vermerk auf dem Entwurf und den Zeichnungen zum Ausdruck bringt. W. Roos, Berlin.

Industrie- oder Handwerkskammer? Eine bayerische Handwerkskammer betrachtete eine Bauunternehmung als handwerklichen Großbetrieb und beantragte ihre Heranziehung mit den gelernten Handwerkern zur Beitragsleistung. Diese Unternehmung beschäftigt vier Diplom-Ingenieure und acht Bauführer und 4—500 Arbeiter, von denen nur etwa 40 handwerklich ausgebildet sind. Die kaufmännische Abteilung beschäftigt zehn Angestellte und einen Prokuristen. Die Absicht der Handwerkskammer, dieses Unternehmen, das nur Ingenieurbauten (Großtief- und Industriebauten) ausführt und dazu einen umfangreichen Maschinenpark benutzt, zu ihren Beiträgen heranzuziehen, wurde jedoch von der oberbayerischen Regierung für nicht angängig erklärt. Aus der Begründung seien folgende Sätze hervorgehoben: „Für die Annahme eines handwerklichen Großbetriebes ist unerläßlich, daß der Gesamtbetrieb getragen wird von der schöpferischen Tätigkeit des leitenden Unternehmers. Daß sein handwerkliches Können den Betrieb bis in seine Einzelheiten zum mindesten überwacht und beherrscht. Abgesehen davon, daß in dem zur Entscheidung stehenden Falle weder der Unternehmer noch der ihn unterstützende Ingenieur handwerklich vorgebildet sind, ist die Arbeitsteilung in der Leitung des Unternehmens eine derartig weitgehende, daß außer den vier vom Unternehmer beschäftigten Ingenieuren und acht Bauführern auch ein mit voller Vertretungsbefugnis ausgestatteter Handelsangestellter (Prokurist) tätig ist". Es sind überwiegend ungelernte Arbeiter und nur zwei Lehrlinge beschäftigt. Als weitere wesentliche Momente eines „fabrikmäßigen Betriebes" kommen hinzu die Größe des Unternehmens, der Umfang der Ausstattung mit Maschinen. Auch eine „räumlich abgegrenzte Betriebsstätte" sei gegeben in Form des Bauhofes und der Büroräume, in denen sich ein wesentlicher Teil des Unternehmens — Projektierung und Leitung der Arbeiten — abspielt. Alles dies schließt die Annahme eines Handwerksbetriebes aus. „Es geht auch nicht an, die Firma hinsichtlich der handwerksmäßig geschulten Kräfte der Handwerkskammer zuzuweisen, weil das Herausgreifen einzelner Arbeitergruppen aus einem Betriebe, der in seiner Gesamtheit keine handwerksmäßigen Merkmale aufweist, auch dann nicht zulässig erscheint, wenn es sich um gelernte Facharbeiter handelt". (Vgl. Bauing. 1925, S. 313.)

Großhandelsindex.

8. April	15. April	22. April	29. April	6. Mai	13. Mai
131,2	131,4	130,8	130,5	131,7	131,3

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 15. Mai.)

Änderungen der Ausführungsvorschriften zur Verordnung über Erwerbslosenfürsorge. Vom 2. Mai 1925. (R.G.Bl. I, S. 61.) Diese Verordnung des Reichsarbeitsministers enthält zahlreiche Änderungen und Erweiterungen der alten Ausführungsvorschriften vom 25. 3. 1924.

Zu erwähnen sind:

a) Die Aufwendung für den einzelnen Erwerbslosen zu Maßnahmen, durch die Erwerbslose dem Erwerbsleben wieder zugeführt werden sollen, darf das fünfzigfache (bisher das zwölffache) seines täglichen Unterstützungssatzes nicht übersteigen. (Zu Art. 3, Abs. 5 der alten Ausf.-Vorschr.)

b) Wer sich in einem Orte aufhält, um eine Beschäftigung auszuüben, die ihrer Natur nach auf einen Teil des Jahres beschränkt ist (Saisonarbeit), begründet dort einen Wohnort, wenn die Dauer des Aufenthalts neun zusammenhängende Monate erreicht hat. (Zu Art. 3 der alten Ausf.-Vorschr.)

c) Den Erwerbslosen dürfen nur solche Arbeiten zugewiesen werden, die sonst überhaupt nicht oder nicht zu dieser Zeit oder nicht in diesem Umfang ausgeführt würden. (Zu Art. 4 der alten Ausf.-Vorschr.)

d) Die Arbeitsleistungen des Pflichtarbeiters sollen in der Regel 16 Stunden wöchentlich nicht übersteigen. (Zu Art. 4 der alten Ausf.-Vorschr.)

e) Die Bestimmungen über die Höchstdauer der Erwerbslosenunterstützung (zu Art. 5 der alten Ausf.-Vorschr.), über Gehälter und Vergütungen von Vorsitzendem und Angestellten des öffentlichen Arbeitsnachweises (zu Art. 10 der alten Ausf.-Vorschr.) und über Abrechnungsverfahren in der Erwerbslosenfürsorge (zu Art. 14 der alten Ausf.-Vorschr.) werden eingehender und ausführlicher gestaltet.

Einige dieser neuen Bestimmungen treten am 1. Mai 1925 in Kraft (so die Änderungen zu Art. 4 u. 5), die übrigen am 1. Juni 1925.

Bekanntmachung der neuen Fassung der Ausführungsvorschriften zur Verordnung über Erwerbslosenfürsorge. Vom 2. Mai 1925. (R.G.Bl. I, S. 63.) Mit Beginn der Gültigkeit der neuen Fassung (vgl. oben, Abs. 2) treten die bisherigen Ausführungsvorschriften v. 25. 3. 24 (R. G. Bl. I, S. 376) außer Kraft.

Verordnung über Buchführung auf wertbeständiger Grundlage im Sinne des Reichssteuerrechts. Vom 24. April 1925. (R. G. Bl. I, S. 67.) Soweit nach den bisherigen Bestimmungen Bücher als auf wertbeständiger Grundlage geführt galten, wenn sie in Goldmark, Bill.-Mark oder Rentenmark geführt werden, tritt an die Stelle dieser Rechnungseinheiten die Reichsmark. — Sind für die Vornahme der Buchungen Umrechnungen aus anderer Währung in die wertbeständige Währung erforderlich, so kann die Umrechnung entweder bei der einzelnen Buchung vorgenommen werden unter Zugrundelegung des derzeitigen Mittelkurses, der am letzten Börsennotiztage nach den amtlichen Berliner Kursen für die Auszahlung errechnet ist, oder die Umrechnung kann am Schluß des Kalendermonats stattfinden nach den allmonatlich festgesetzten Umrechnungssätzen für die Umsatzsteuer.

8. **Sammelerlaß des Reichsfinanzministers über Steuerabzug vom Arbeitslohn.** (R. St. Bl.) Steuerfrei bleiben zur Abgeltung der Mehraufwendungen für auswärtige Verpflegung, Übernachtung und des mit Reisen verbundenen Kleiderverschleißes tarifliche Auslösungen bis zur Höhe der den Reichsbeamten der Besoldungsgruppen A I bis V gewährten Tage- und Übernachtungsgelder. Machen die auswärtigen Arbeiten ein Übernachten nicht erforderlich, so bleiben die Auslösungen nur bis zur Höhe von Bruchteilen der den Beamten gewährten Sätze steuerfrei. — Fortlaufende Zuwendungen eines Arbeitgebers an ehemalige Arbeitnehmer oder deren Angehörige sind steuerpflichtig. Einmalige Unterstützungen eines Arbeitgebers an seine gegenwärtigen oder früheren Arbeitnehmer oder deren Angehörige in Geld oder Geldeswert sind im Zweifel steuerpflichtig (wenn sie nicht der Schenkungssteuer unterliegen). Es wird jedoch angeraten, in diesen Fällen eine Entscheidung des Finanzamtes herbeizuführen, um sich nicht haftbar zu machen.

Bisher wurde nur den mindestens 30 vH erwerbsbeschränkten Kriegsbeschädigten auf Antrag eine Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrages um den Hundertsatz der Erwerbsbeschränkung zugebilligt. Eine solche Erhöhung kann jetzt schon den mit 25 vH Erwerbsbeschränkten, die eine Rente von 30 vH erhalten, gewährt werden.

Kleinsteuerbeträge von Lohnempfängern, deren Einnahmen den Betrag von 60 M im Monat nur um wenig übersteigt, werden nicht erhoben. Berücksichtigung dieser Bestimmung auch bei Lohnzahlungen auf Grund einer zweiten und ferneren Steuerkarte des gleichen Arbeiters ist nicht möglich.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

(Fortsetzung aus Nr. 8.)

1. **Aufwertung.** n) Die ausländische Käuferin hatte eingewendet, daß sie sich bereits unmittelbar nach dem Kaufe in Höhe des vereinbarten Kaufpreises in Mark eingedeckt habe. Das RG verwirft diesen Einwand. Unter normalen Verhältnissen wäre ein solcher Schritt der Klägerin, welche sich damit gegen ein etwaiges Steigen der Mark schützen wollte, allerdings durchaus gerechtfertigt gewesen. Würde man ihm aber die Wirkung beilegen, daß sich die Beklagte unter allen Umständen mit dem von der Klägerin erworbenen Markbetrag begnügen müsse, so würde daraus im vorliegenden Falle der Verpflichtung der Beklagten folgen, der Klägerin — wirtschaftlich betrachtet — ohne jede Gegenleistung zu liefern. Das Risiko, das die Klägerin in jenem Zeitpunkte durch den Erwerb von Mark von sich fernhalten wollte, war ganz unbedeutend gegenüber der dadurch für die Beklagte hervorgerufenen Gefahr, daß sie für ihre Ware einen völlig unzureichenden Gegenwert erhalten werde. Diese naheliegende Schädigung der Beklagten mußte die Klägerin nach Treu und Glauben mit in Rechnung stellen und durfte nicht, unbekümmert um sie nur daran denken, sich gegen die entfernte Möglichkeit eines äußerstenfalls nur geringfügigen Schadens zu decken

Der I. Zivilsenat hat allerdings in der Entscheidung vom 29. September 1924 I 10/24 dem ausländischen Käufer noch zugestanden, daß er sich in Mark habe eindecken dürfen, hat aber dann weiter dargelegt, daß er sie im Interesse des deutschen Verkäufers wieder habe abstoßen müssen, als die deutsche Mark erheblich fiel. Es enthält keinen Widerspruch zu dieser Entscheidung, sondern bedeutet nur eine Weiterführung ihres Gedankenganges, wenn man für den Fall, daß bereits bei Vertragsschluß die Gefahr eines erheblichen Sinkens der Mark bestand, schon die alsbaldige, nicht etwa durch besondere Gründe veranlaßte Anschaffung von Mark als für den Käufer nicht notwendig erklärt. (RG. III vom 16. 12. 24, Bd. 109, S. 339—340.)

o) Bei einer Aufwertung des Kaufpreises für Aktien kann der amerikanische Dollar nicht als Grundlage dienen. Und zwar deshalb nicht, weil es sich bei der Beklagten um ein inländisches Bankgeschäft handelt, für das die Kaufkraft des inländischen Geldes maßgebende Bedeutung hat. Welche der in Betracht kommenden Meßzahlen (Lebenshaltung, Großhandel, Aktien) anzuwenden ist, muß unter Würdigung der besonderen Verhältnisse geprüft werden. Zu berücksichtigen ist, daß Wertpapiere Gegenstand stark gewagter Geschäfte sind, daß die Wertsteigerung sehr oft auf die Konjunktur zurückzuführen ist, und daß der Kläger bei rechtzeitiger Lieferung der Aktien die Dividende bezogen hätte (RG. I vom 28. 1. 25 — RG. Briefe).

Es liegt nahe, besonders bei den Waren des Großhandels von der allgemeinen Meßzahl überzugehen auf die Preisbewegung der Ware selbst, zumal bei gleichzeitiger Beachtung des Grundsatzes, daß Leistung und Gegenleistung im gleichen Verhältnis bestehen sollen, wie dies bei Vertragsschluß gewollt war. Allerdings muß der Faktor der reinen Warenteuerung dabei ausgesondert werden (s. oben). Der I. Zivilsenat ging in mehreren Entscheidungen vom Marktpreis zur Zeit der Lieferung als Aufwertungsfaktor bei Großhandelsgeschäften aus. Der VI. Zivilsenat stellte als Höchstmaß der Aufwertung den Goldmarkpreis zur Zeit des Vertragsabschlusses hin. Beide Grundsätze sind durch eine Plenarentscheidung am 31. März d. Js. nachgeprüft worden, deren Wortlaut noch nicht vorliegt. Wir kommen darauf in der nächsten Nummer zurück.

Bei der vom Reichsgericht gewünschten Abwägung aller Umstände des Einzelfalles spielten in den unteren Instanzen eine besondere Rolle gewisse Abschläge an der Vollaufwertung. („Abzug für allgemeine Verarmung“, Abzug wegen Sinkens des allgemeinen Volkswohlstandes“, „Verteilung der Entwertung auf beide Teile“ usw.) Hier ist schon der Ausgangspunkt insofern allzu schematisch, weil von einer Vollaufwertung (100 vH) nur dann gesprochen werden könnte, wenn ein allgemeiner Wertmesser anerkannt wäre. Das ist nicht der Fall. Ein Aufwertungsbetrag kann gemessen am Dollar 100 vH sein, gemessen an einem anderen Index oder am Warenpreis über oder unter 100 vH.

Das RG. bietet in seiner Rechtsprechung keine Grundlage für schematische Abzüge. Es stellt auf den Einzelfall ab, wobei der Fall besonders zu würdigen ist, daß es sich um einen Bereicherungsanspruch handelt, wo also der Umfang der Bereicherung des Gegners Gegenstand der Forderung ist.

p) Man wird der im Schrifttum mehrfach vertretenen Auffassung grundsätzlich nicht entgegentreten können, daß auch das derzeitige wirtschaftliche Kräfteverhältnis beider Teile in gewissem Umfang beachtet werden darf. Ebenso mögen je nach Lage des Falles die auf den Währungsverfall zurückzuführenden Verschlechterungen in der Lage des Sachgläubigers, wie Verteuerung des Kredites und Erschwerung des Absatzes als Folgen der Geldknappheit weitere Abschläge rechtfertigen können. (RG. I vom 27. 10. 24, Bd. 109, S. 99.)

q) Volle Aufwertung in der Weise, daß heute soviel Mark zu zahlen sind, wie heute dem Dollarwerte gleichkommen, den die 15 650,— Mark im Sommer 1920 hatten, kann nicht gefordert werden. Denn die Erfahrung lehrt, daß ein in Deutschland befindliches Markkapital durch reguläre Geschäftsverwendung oder erlaubte geschäftsübliche Anlegung nicht in demjenigen Werte erhalten werden konnte, den es gemessen an einem ständigen Wertmesser im Jahre 1920 hatte. Es ist deshalb nur eine teilweise Aufwertung zulässig. (Es handelt sich um einen Bereicherungsanspruch, bei welchem die Rückforderungsmöglichkeit in dem Umfange gegeben war, in welchem ein Betrag, der so verwendet oder angelegt ist, wie dies in kaufmännischen Geschäften zu geschehen pflegt, sich rein durch die Geldentwertung dem nominellen Papiermarkbetrage nach vergrößert hat). RG. I vom 12. März 1924, Bd. 108, S. 120.)

r) Die folgende Entscheidung unterscheidet wieder unberichtigt gebliebene Geldschulden und deren Aufwertung und noch ausstehende Erfüllung eines zweiseitigen Vertrages. Für den ersten Fall erscheine auch für den Großhandel der Regel nach eine Aufwertung nur in beschränktem Maße geboten, weil auch im Großhandel alle Versuche wertbeständiger Anlage nicht den Erfolg voller Erhaltung der Werte gezeitigt hätten.

„Es handelt sich jedoch nicht um eine unberichtigt gebliebene Geldschuld, sondern um die beiderseitige Erfüllung eines Kaufgeschäftes, also um einen Austausch von Ware gegen Geld, der erst jetzt vorgenommen werden soll. Der Verfall der deutschen Währung soll auch bei Verzug des Leistungspflichtigen seinem Gegner keinen unberechtigten Vorteil bringen, wenn auch Schaden von ihm fernzuhalten ist. Wenn der Käufer aus dem Währungsverfall keinen Nutzen ziehen soll, so darf man ihm nicht das Recht zugestehen, Ware zu einem billigeren Preise zu verlangen als den durch Währungsverfall beeinflußten Markpreise. Nicht selten sind aber Umstände vorhanden, die dazu zwingen, den aufzuwertenden Kaufpreis auf einen etwas

geringeren Betrag festzusetzen. Insbesondere ist das der Fall, wenn dem Käufer durch die verspätete Lieferung ein Schaden in irgendwelcher Lieferung erwächst, sei es, daß er sich heute die Mittel zur Zahlung kreditweise mit besonders hohen Unkosten beschaffen muß, sei es, daß er die Ware heute nur mit geringerem Verdienste weiter verkaufen kann als seinerzeit, sei es, daß die Ware heute weniger marktgängig ist oder dergl." (RG. I vom 17. 9. 24, Bd. 108, S. 382).

(Fortsetzung folgt.)

2. **Arbeitsrecht.** Ansprüche des einzelnen Arbeiters gegen seinen Arbeitgeber bei verspäteter Wiedereinstellung nach beendetem Streik. Es geht nicht an, aus der zwischen den Tarifparteien geschlossenen Vereinbarung einen unmittelbaren Anspruch des Arbeiters gegen seinen Arbeitgeber nach allgemein bürgerlich-rechtlichen Grundsätzen herzuleiten. Jedoch sind hier Pflichten maßgebend, die dem Arbeitgeber aus dem Gedanken der Arbeits- und Betriebsgemeinschaft zuzuerkennen sind. Wenn also, wie das üblicherweise geschieht, in dem den Arbeitskampf beendenden Abkommen oder Schiedsspruch die allgemeine Wiedereinstellungsklausel aufgenommen ist, so erwächst daraus dem Arbeitgeber eine Entschädigungsverpflichtung gegen jeden einzelnen Arbeiter, der ohne schwerwiegende Gründe verspätet wiedereingestellt wurde. Es kommt darauf an, wie die angerufene Schieds- oder Gerichtsstelle über die Frage entscheidet, ob die wirtschaftlichen Verhältnisse des Betriebes eine frühere Wiedereinstellung zuließen, oder ob der Unternehmer begründeten Verdacht haben konnte, daß der Arbeiter selbst sich eine schwere Verfehlung hat zuschulden kommen lassen. (Urteil des L.G. Dortmund v. 26. II. 25, vgl. „Das Schlichtungswesen", S. 89.)

3. **Reichsfinanzhof.** Kraftfahrzeugsteuer. Nach Lösung einer Steuerkarte ist ein Kraftfahrzeugbesitzer nicht berechtigt, Rückerstattung der Steuer zu verlangen, weil er das Fahrzeug nicht benutzt habe. (Vgl. Bauing., S. 316.) Ist das Kraftfahrzeug jedoch nach Ablauf der Steuerkarte nicht in Benutzung, so ist eine neue Karte erst von dem Zeitpunkt an zu lösen, von dem an der Eigenbesitzer das Fahrzeug wieder benutzen will. Eine Rechtsvermutung für Benutzung des Fahrzeuges besteht nicht, der Besitzer hat also nicht zu beweisen, daß er das Fahrzeug nicht benutzt. Nur wenn die Benutzung mit Ablauf der Steuerkarte nicht unterbrochen werden soll, besteht Verpflichtung zur Verlängerung der Steuerkarte innerhalb von drei Tagen. Andernfalls droht das Finanzamt die Einziehung der Zulassungsbescheinigung und des amtlichen Kennzeichens an und veranlaßt das weitere.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland E. V. und Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Berlin W 30, Nollendorfplatz 3 I.)

Der Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband und der Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband hielten am 15. und 16. Mai 1925 in Hannover ihre gut besuchten Jahresversammlungen ab. Herr Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Rudolf Wolle, Leipzig, der 15 Jahre lang seit Bestehen des von ihm begründeten Verbandes den Vorsitz geführt hat, wurde auf seinen schon seit mehreren Jahren geäußerten Wunsch von der Weiterführung des Verbandsvorsitzes entbunden und zum Ehrenvorsitzenden gewählt. Es wurde ein Präsidium gewählt, welchem folgende Herren angehören: Direktor Baurat F. Grages-Frankfurt a. M. als Verbandsvorsitzender, Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Meyer-Frankfurt a. M. als stellvertr. Verbandsvorsitzender, Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Wilhelm Langelott-Berlin, Kommerzienrat Julius Berger-Berlin, Generaldirektor Ernst Dyckerhoff-Biebrich a. Rh., Direktor Max König-Berlin, Ingenieur Max Pommer-Leipzig.

Zum Vorsitzenden des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. wurde Herr Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Wilhelm Langelott-Berlin wiedergewählt.

Nach Erledigung des geschäftlichen Teiles hielt Herr Direktor Dipl.-Ing. H. Schaefer-Düsseldorf einen mit großem Beifall aufgenommenen Vortrag über die Wirtschaftslage und ihre Auswirkungen auf die Bauindustrie. Herr Direktor Meisenhelder berichtete über einige Probleme des öffentlichen Verdingungswesens. Den Mitgliedern werden wir beide Vorträge möglichst im Druck zugehen lassen. Die Tagungen schlossen mit einem Ausflug nach dem Steinhuder Meer und Bad Nenndorf.

Herr Direktor A. Schütze trat in den Vorstand, die Herren Regierungsbaumeister C. Meisenhelder und W. Gast traten in das Direktorium der Wayß & Freytag A. G. ein.

Wie bereits mitgeteilt, sind Stempel zum Aufdruck des Eigentumsvorbehaltes von Zeichnungen und Entwürfen (vgl. obenstehenden Aufsatz vom BTWV) zum Preise von 2,25 M zu beziehen.

25jähriges Bestehen der Maschinenfabrik Dr. Gaspary in Markranstädt.

Vor kurzem hat die Maschinenfabrik Dr. Gaspary in Markranstädt bei Leipzig ihr 25jähriges Bestehen gefeiert. Hervorgegangen aus kleinen Anfängen, ist es ihr durch zielbewußtes Arbeiten und großzügige Organisation gelungen, sich eine führende Stellung in der Zement- und Kunststeinindustrie, insbesondere in der Herstellung von Arbeitsmaschinen für diese zu sichern. Sowohl für die Zementfabrikation als auch für die Herstellung von Mauer- und Deckensteinen, Hohl- und Vollblöcken, Formsteinen für alle möglichen Zwecke, für Kanalisationsrohre, Stufen, Säulen und andere Baugegenstände liefert die Firma alle Maschinen, mögen sie der Mischung, der Formgebung, der Aufbereitung oder Veredelung dieser Materialien dienen.

Möge es dem Werk beschieden sein, sich in gleicher Art wie in den vergangenen zweieinhalb Jahrzehnten auch in Zukunft zu entwickeln, und wie bisher die gesamte Industrie der Kunststein- und Zementherstellung wirksam und führend zu unterstützen. M. F.

Unrechtmäßige Boykottierung eines Baumateriallieferanten durch einen Handwerksmeisterverband.

(Nr. 8116. Nachdr. verb.). Ein Verband von Handwerksmeistern, der die Förderung der gemeinsamen gewerblichen Interessen bezweckt, hatte sich an einen Lieferanten von Materialien für das in Frage kommende Handwerk mit dem Angebot gewandt, mit dem Verbande einen Vertrag abzuschließen, der den Verbandsmitgliedern den Bezug von Materialien von jenem Lieferanten vermitteln sollte. Dafür sollte sich der Lieferant verpflichten, außerhalb des Verbandes stehenden Meistern diese Materialien nur zu einem um mindestens 25 vH höheren Preise zu liefern, als die Verbandsmitglieder zu zahlen hätten. Dieser Mehrpreis sollte indessen nicht dem Lieferanten verbleiben, sondern an die Kasse des fraglichen Verbandes abgeführt werden. Das Ziel der geplanten Maßnahme war die Ausübung eines Druckes auf die dem Verbande fernstehenden Meister, die durch diese Verteuerung ihres Betriebes zum Eintritt in den Verband veranlaßt werden sollten.

Der Lieferant erklärte sich zur Gewährung bestimmter Vorteile bei Lieferungen an die Verbandsmitglieder bereit, lehnte es jedoch ab, die oben erwähnte Verpflichtung bei Lieferung an Nichtmitglieder einzugehen. Daraufhin boykottierte der Verband den Lieferanten, indem er seinen Mitgliedern verbot, Materialien bei ihm einzukaufen.

Der Lieferant, der sich hierdurch geschädigt fühlte, strengte nun gegen den Verband Klage auf Aufhebung der Sperre und auf Feststellung der Schadensersatzpflicht an. Im Gegensatz zum Landgericht, das den Anspruch als unbegründet abwies, hatte das Oberlandesgericht Darmstadt dem Kläger recht gegeben. An sich, so meinte dieser Gerichtshof, seien zwar die Zwecke des Verbandes nicht sittenwidrig, wohl aber die Mittel zu ihrer Durchführung in der erwähnten, dem Kläger zugemuteten Vertragsbestimmung. Das erscheine als eine Art Erpressung zu eigenem rechtswidrigen Vermögensvorteil und demgemäß als sittenwidrig.

Das Reichsgericht hat dieses Urteil bestätigt. Der von dem beklagten Verband vorgeschlagene Vertrag mute dem Kläger zu, bei Lieferungen an Nichtverbandsmitglieder seine Preise wucherisch zu erhöhen und den Wucherlohn an den Verband abzuführen, der damit einen unberechtigten und unsittlichen Eingriff in die Taschen der Außenseiter, eine Bereicherung zum eigenen Vorteil auf Kosten der letzteren unternimmt. Mit vollem Recht hat der Kläger als anständiger Kaufmann ein solches Ansinnen zurückgewiesen. (Reichsgericht VI. 677/21.) rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 2. April 1925.

Kl. 20 f, Gr. 44. W 67 906. Waggon-Fabrik A.-G., Ürdingen, Rhld. Aufhängung für Schienenbremsen. 12. XII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 3. S 66 684. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Eisenbahnlichtsignal. 31. VII. 24. Österreich 3. VI. 24.

Kl. 20 i, Gr. 9. B 115 233. Fa. Bochumer Verein für Bergbau und Gußstahlfabrikation, Bochum. Drehstuhlweiche. 14. VIII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 17. B 109 574. Franz Bühler, Bergzell, Post Schenkenzell, Amt Wolfach, Baden. Einrichtung zum Umstellen von Weichen. 11. V. 23.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 66 656. Siemens & Halske A.-G., Siemensstadt b. Berlin. Magnetsperre für Blockfelder. 26. VII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 66 657. Siemens & Halske A.-G., Siemensstadt b. Berlin. Gleichstromblockfeld. 26. VII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. Sch 70 437. Hermann Schmitz, Dortmund, Kohlenweg 9. Sicherheitseinrichtung gegen das Überfahren von Haltesignalen. 6. V. 24.

Kl. 37 e, Gr. 13. K 83 935. Kraftbau Patentverwertungs-Gesellschaft m. b. H., Berlin. Vorrichtung zum Spritzen fertig gemischten Mörtels. 14. XI. 22.

Kl. 80 b, Gr. 3. M 85 221. Ernest Martin, Aix, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zur Herstellung eines Eisenzements. 4. VI. 24. Frankreich 17. IX. 23 bezw. 4. II. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. P 48 769. Fa. G. Polysius, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement und schwefliger Säure. 12. IX. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. R 55 969. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung von ungesinterten hydraulischen Bindemitteln aus Ölschiefer und Kalkstein u. dgl. 22. V. 22.

Kl. 80 b, Gr. 3. R 57 421. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M. u. Oskar Tetens, Örlinghausen. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Bindemittels aus Ölschiefer und Kalkstein; Zus. z. Anm. R 55 969. 9. XII. 22

Kl. 80 b, Gr. 5. P 44 818. Fa. G. Polysius, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Aufbereitung von Schlacken zur Herstellung von Zement. 19. VIII. 22.

Kl. 80 b, Gr. 13. L 59 987. Eugène Ligonnet, Paris; Vertr.: C. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Überziehen von Gegenständen aus Zement. 15. IV. 24. Frankreich 27. II. 24.

Kl. 84 a, Gr. 5. S 59 376. Fa. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Einrichtung zur Förderung von Gußbeton zu den Verbrauchsorten auf einer Baustelle. 4. IV. 22.

Kl. 84 c, Gr. 2. G 60 576. Franz Gumz, Stettin, Bredower Str. 72. Vorrichtung zum Eintreiben von Vortreibrohren. 29. I. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. H 97 175. Dipl.-Ing. Robert Hoffmann, Charlottenburg, Lohmeyerstr. 25. Auf dem Löffelstiel schwenkbarer Baggerlöffel; Zus. z. Pat. 381 658. 10. V. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. L 59 764. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Abwechselnd für geführte und frei durchhängende Kette verwendbare Eimerleiter für Bagger. 13. III. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 9. April 1925.

Kl. 19 a, Gr. 20. St 37 373. Diederich Storjohann, Immigrath, Ndrh. Leitschiene für innere Bogen-Rillenschienen. 12. XI. 23.

Kl. 20 g, Gr. 3. M 87 062. Maschinenfabrik Deutschland G. m. b. H., Dortmund. Laufradanordnung an Drehscheiben oder Schiebebühnen. 7. XI. 24.

Kl. 20 i, Gr. 3. S 66 930. Siemens & Halske Akt.-Ges. Siemensstadt b. Berlin. Eisenbahnsignaleinrichtung. 27. VIII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 5. D 47 082. Fa. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges., vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Zungenschluß-Überwachung für Weichenantriebe. 23. I. 25.

Kl. 20 i, Gr. 37. R 61 123. Carl Rüscher u. Josef Rüscher, Erkrath b. Düsseldorf. Zugsicherung gegen Folge- und Gegenzüge. 12. V. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. A 42 192. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Hochspannungsmast. 7. V. 24.

Kl. 37 b, Gr. 5. D 46 666. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin-Wilmersdorf. Lösbare Verbindung für Bauteile. 27. XI. 24.

Kl. 37 f, Gr. 7. L 56 452. Michael Liptak, St. Paul, Staat Minnesota, V. St. A.; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Mauerwerk für Kesselfeuerungen. 21. IX. 22.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 59 002. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Sieb- oder Rechenband zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung. 12. IV. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 2. April 1925.

Kl. 20 i, Gr. 11. 412 663. Hein, Lehmann & Co., Act.-Ges., Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau, Berlin-Reinickendorf. Kasten zur Aufnahme des Motors und Getriebes elektrischer Weichenantriebe. 15. V. 24. H 97 306.

Kl. 80 b, Gr. 1. 412 818. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., u. Oskar Tetens, Örlinghausen. Verfahren zur Herstellung von hydraulischen Bindemitteln; Zus. z. Pat. 377 098. 15. XII. 21. R 54 672.

Kl. 80 b, Gr. 25. 412 813. Charles Davis Pochin, Corwen, North Wales, Engl.; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Verfahren zur Herstellung von Pflasterelementen. 25. X. 22. P 45 132. England 28. X. 21.

Kl. 84 c, Gr. 2. 412 848. Edgar Frankignoul, Lüttich; Vertr.: R. Brede u. Dipl.-Ing. L. Hammersen, Pat.-Anwälte, Köln a. Rh. Verfahren und Einrichtung zum Einrammen von fernrohrartig ineinander gleitenden Vortreibrohren. 21. XII. 20. F 48 252. Frankreich 5. XI. 13.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 9. April 1925.

Kl. 20 i, Gr. 8. 413 027. Bochumer Verein für Bergbau und Gußstahlfabrikation, Bochum. Drehstuhlweiche. 4. VI. 24. B 114 354.

Kl. 20 i, Gr. 11. 413 028. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Motorantrieb für elektrische Signal- und Weichenstellwerke. 20. VII. 24. O 14 372.

Kl. 37 e, Gr. 10. 412 990. Johann Koller, Gyömro, Ungarn, u. Andreas Koller, Budapest; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Zimmerstädt, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Holzschalung für Hohldecken aus Eisenbeton. 31. XII. 22. K 84 440. Ungarn 6. III. 22.

Kl. 37 e, Gr. 13. 412 915. August Wolfsholz Preßzementbau Act.-Ges., Berlin. Mörtelspritzvorrichtung. 23. VI. 22. W 61 522.

Kl. 37 f, Gr. 7. 413 100. Grün & Bilfinger Akt.-Ges.-, Mannheim. Lokomotiventschlackungsanlage in Verbindung mit einer Lokomotivbekohlungsanlage. 30. 1. 21. G 53 009.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die sozialen Probleme des Betriebes. Ein Sammelwerk, in Verbindung mit andern herausgegeben von Dr. Heinz Potthoff. Industrieverlag Späth & Linde, Berlin 1925. 340 Seiten.

Der Herausgeber dieses verdienstvollen Buches, der bekannte Sozialpolitiker Dr. Potthoff sieht in dem Arbeitsverhältnis anders als die alte autokratische Auffassung und in Weiterbildung, teilweise selbst im Gegensatz zur jetzt herrschenden sozialpolitischen Stellungnahme ein personenrechtliches Organisationsverhältnis. Hierbei geht er aus von der Gemeinschaft beider Arbeitsparteien und von dem Ziel, Höchstleistungen des Betriebes zu erzielen als Voraussetzung der Versorgung der Gesamtwirtschaft. Diese Aufgabe stellt dem Betrieb eine zugleich ökonomische wie ethische Auffassung, die Pflichten in den Vordergrund stellend, die alle gegenüber der Gesamtheit haben. „Der tiefste Sinn solchen Arbeitsrechts ist die Erreichung der Anteilnahme und der Verantwortung jedes einzelnen Arbeiters am Schicksal und an den Leistungen des Betriebes, damit der Wirtschaft und des Staates.“ Das Buch soll auch das Verhältnis von Betrieb und Beruf, von Betriebsrat und Gewerkschaft, damit auch von Betriebsvereinbarung und Tarifvertrag klären, wobei der Herausgeber die Ansicht begründet, daß dieses Verhältnis kein endgültiges ist und im Zuge der gegenwärtigen Entwicklung eine stärkere Heraushebung der Betriebsvereinbarung liege, während der Tarifvertrag seinen Höhepunkt überschritten zu haben scheine. Welche Folgerungen sich daraus für die Arbeitsverfassung ergeben, legt Dr. Potthoff näher dar, erwähnt auch kurz die seelischen Wirkungen, die mit der Betriebsverbundenheit zusammenhängen. Die Mehrzahl der hier auftauchenden Fragen werden erst zu lösen sein, wenn der Betrieb als solcher Rechtssubjekt sein kann. Daß sich mit diesem Problem, dessen Bedeutung nachdrücklich vom Herausgeber und seinen Mitarbeitern herausgearbeitet wird, wenigstens einzelne Juristen befassen, ergibt der Beitrag von Professor Hedemann, in dem die soziologisch sehr verwertbare Gegenüberstellung von Gesellschaft als das „planmäßige, aus dem Verstand geborene“ und Gemeinschaft als das „Natürliche, Gewachsene, Erlebte, aus der Seele geborene“ als Ausgangspunkt für Klärung der Betriebsgemeinschaft als Rechtsproblem benutzt wird. Dazu ist aber eine Voraussetzung auch eine Definition des Betriebes, die selbst das Betriebsrätegesetz bekanntlich nicht gebracht hat. Hier ist bemerkenswert, was der Vorsteher der Patentabteilung der Siemenswerke Fischer in seinem Beitrag über den Betrieb als geistige Gemeinschaft erwähnt, als wesentlich, nämlich „Organisation, die die Arbeit vieler zusammenfaßt, um sie einem gemeinsamen wirtschaftlichen Ziel entgegenzuführen“, worin enthalten ist ein Arbeiten nach einem Plan unter Verkettung der Teilarbeiten. Auf die andern Mitarbeiter und ihre Beiträge kann hier nicht einmal kurz hingewiesen werden; unter den behandelten Themen wird insbesondere noch die Betriebs- und Diensterfindung Interesse erwecken. Auch hier tritt Dr. Potthoffs oben erwähnte Organisationsanschauung hervor; er sieht als Inhalt des Arbeitsvertrages für den Arbeitnehmer nicht das Versprechen bestimmter Einzelleistungen, sondern das Zurverfügungstellen von Arbeitskraft; er betont immer wieder, daß die Höchstleistungen, zu denen auch die Regelung nach dem Dawesgutachten zwingt, eine nicht nur äußere, sondern auch innere, gefühlte Arbeitsgemeinschaft voraussetzen. Mit dem Sammelwerk hat er sich ein neues Verdienst um eine organische Fortbildung des Arbeitsrechts erworben.

Gehrig.

Grundzüge der Bergbaukunde einschließlich Aufbereitung und Brikettieren. Mit 871 in den Text gedruckten Abbildungen. (646 Seiten.) Von Prof. Dr.-Ing. Emil Treptow. I. Bd. Bergbaukunde. Sechste, vermehrte und vollständig umgearbeitete Auflage. Wien 1925, Verlag Julius Springer. Preis geb. 18,— M.

Die fünfte Auflage des bekannten und allgemein eingeführten Werkes war bereits Ende 1922 vergriffen. Die Verzögerung des Erscheinens der neuen Auflage ist durch die Zeitverhältnisse bedingt. Das Werk ist zeitgemäß vervollständigt und ergänzt. Für den Bauingenieur sind besonders die Abschnitte lehrreich über den Grubenausbau, die Zimmerung, den Ausbau in Eisen, in Mauerwerk, den wasserdichten Ausbau, das Schachtabteufen durch Arbeit auf der Sohle und im wasserreichen Gebirge, ferner manche Abschnitte aus den Gebieten Förderung und Wasserhaltung. Hier werden manche konstruktiv allgemein bedeutsamen Verhältnisse besprochen und Ausführungen behandelt, die dem Konstrukteur neue Gedanken und Möglichkeiten erschließen und ihn zur Mitarbeit auch auf dem Grenzgebiete des Grubenausbaus anregen und ihm somit neue Aufgaben erschließen. M. F.

Beton und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Zement-Verarbeitung Heft 19. Zementverlag G. m. b. H. 1924. Kurz gefaßte Darstellung der Erfahrungen in der Praxis von Robert Otzen, Geh. Reg.-Rat und Professor der Technischen Hochschule Hannover. Preis 2,50 GM.

Das mit reichem Bildwerk versehene Buch will durch einfache Zusammenstellung und kurze Beschreibung von im Eisenbahnbau ausgeführten Verbundbauten eine Übersicht dieser in diesem Sondergebiete geben und die Möglichkeit schaffen, sich über entsprechende Fragen kurz zu unterrichten. Diesen Zweck erfüllt auch der vorliegende Leitfaden bestens. Behandelt werden in ihm: Vor- und Nachteil der Verbundbauweise und ihrer besonderen Anwendung im Eisenbahnbau, neue Herstellungsverfahren (Gußbeton, Spritzbeton (als Torkretverfahren bezeichnet) Einzelgebiete der Anwendungen: Erd- und Böschungsarbeiten, Futtermauern, Einfriedigungen, Unter- und Überführungen von Wegen und Eisenbahnen, Durchlässe und Brücken, Tunnelbauten, Oberbau, Signale mit Zubehör (Maste) usw., Baulichkeiten auf Bahnhöfen (Empfangsgebäude, Bahnsteigdächer, Bahnsteige, Güterschuppen und Lagergebäude, Ladebühnen, u. dgl., Prellböcke, Lokomotivschuppen, Schiebebühnen, Wagenschuppen, Wasser- und Gasbehälter, Bekohlungsanlagen, Werkstattsanlagen) und endlich Betriebsmittel. Die Beispiele aus allen diesen Gebieten sind gut gewählt und geben eine klare Übersicht über die vielgestaltige Anwendung des Verbundbaus im Eisenbahnbau der Jetztzeit. M. F.

Kalk-Taschenbuch 1925. 3. Jahrgang. Preis mit Porto 0,75 GM.

Das Taschenbuch, herausgegeben vom Verlag des Vereins Deutscher Kalkwerke (Berlin W 62, Kielganstr. 2), wird gern entgegengenommen werden von den Vertretern des Baufaches, nicht minder von denen der Landwirtschaft, da es so manchen guten Rat für die Verwendung von Kalk bringt. Behandelt sind beispielsweise Fragen: Wie lagert man Kalk? Welche Düngekalkformen soll der Landwirt verwenden? Das Verhältnis von Boden und Kalkdüngung, Beeinflussung der Bodenreaktion durch die Kalkdüngung, die Aufgabe der letzteren, ferner Mörtelmischungen für Luft- und Wassermörtel, Mörtelfestigkeiten, Traß u. a. m. Der kleine, mit einem sehr guten Kalendarium versehene Kalender kann, namentlich auch in Anbetracht seines wirklich sehr geringen Preises allen Interessenten wärmstens empfohlen werden. M. F.

Lehrbuch der darstellenden Geometrie von Prof. Dr. W. Ludwig. 3. Teil: Das rechtwinklige Zweitafelsystem. Krumme Flächen. Axonometrie. Perspektive. Mit 47 Textfiguren. 174 Seiten. Julius Springer, Berlin 1924. Preis 5,70 M.

Mit dem vorliegenden dritten Teil ist dieses Lehrbuch der darstellenden Geometrie zum Abschluß gekommen und damit die Reihe der Gesamtdarstellungen auf diesem Gebiet um ein wertvolles und brauchbares Glied bereichert worden. Die erste Hälfte des dritten Teiles behandelt die Eigenschaften und die Darstellung der krummen Flächen im rechtwinkligen Zweitafelsystem und bringt in besonderen Abschnitten die geraden und schiefen Regelschraubenflächen, ferner Hüllflächen, das geradlinige Drehhyperboloid und Schattenkonstruktionen krummflächig begrenzter Körper. Die zweite Hälfte enthält die Abschnitte über Axonometrie, die Gesetze der Zentralprojektion und die Herstellung perspektiver Bilder.

Dieser dritte Teil ist den beiden vorangegangenen ebenbürtig zur Seite zu stellen und zeigt wie jene die ausgezeichnete Abstimmung der rein theoretischen Erwägungen auf die praktischen Bedürfnisse technisch tätiger Leser und angehender Ingenieure. In diesem Sinne ist auch die glückliche und maßvolle Auswahl der behandelten Gegenstände aus der breiten Fülle des Stoffes wieder hervorzuheben. Es ist deshalb mit Sicherheit zu erwarten, daß das Werk nicht nur dem Studierenden neben den Vorlesungen und Übungen über darstellende Geometrie als Hilfs- und Lehrmittel gute Dienste leisten wird, sondern auch dem bereits in der Praxis Stehenden bei vorkommenden schwierigeren Problemen auf diesem Gebiet ein vorzüglicher und willkommener Ratgeber sein wird. Is.

25 Jahre Zusammenarbeit 1899—1924 von Gebrüder Rank, München.

Anläßlich des 25 jährigen Zusammenarbeitens der Gebrüder Joseph, Franz und Ludwig Rank gibt der Industriebau (Heft X, 1924, Verfasser Geheimrat Prof. Franz, Berlin) in einer auch als Sonderdruck erschienenen Veröffentlichung eine Sammlung der hervorragenden Bauten der vorgenannten Firma wieder. Mit Recht ist diese Sammlung als „Ingenieur-Architektur der Bauunternehmung Gebr. Rank in München" bezeichnet, gibt sie doch eine große Menge der vielgestaltigen Bauten in Eisenbeton wieder, bei denen sich die Kunst des schaffenden Ingenieurs mit einer aus dem Zwecke des Bauwerkes geborenen, hervorragenden Außengestaltung in selten glücklicher Weise vereinigt. Die hier wiedergegebenen Bauten, alles Schöpfungen der Gebr. Rank aus dem letzten Vierteljahrhundert, sind in ihrer Art gleich technisch vollendete Bauingenieurleistungen wie künstlerisch erstklassige materialechte Bauten, die sich ohne Ausnahme in glänzender Art in die sie umgebende Landschaft nicht nur harmonisch und einheitlich einfügen, sondern in der Regel Mittelpunkte und Stützpunkte für sie werden. Allen jungen und alten Bauingenieuren, nicht minder aber auch den Architekten sei die vorliegende Bautensammlung als eine in jeder Hinsicht vorbildliche Leistung im Gebiete der Ingenieur-Architektur zum Studium bestens empfohlen. M. F.

Das farbige Straßenbild. Herausgegeben unter Mitwirkung namhafter Künstler von Richard Hesse mit 24 Tafeln in reichstem Vielfarbendruck und Mappe. Jüstel & Göttel, Leipzig. Preis 25 RM.

In den bestens ausgeführten 24 Tafeln des Werkes wird eine Sammlung von Entwürfen vorgelegt, die in z. T. kräftiger Farbgebung, z. T. in matter gehaltenen Farbtönungen Fassaden aller möglichen Arten von Häusern, Wohnhäusern, öffentlichen Gebäuden, auch Industriebauten einzeln bzw. in größerer Zusammenfassung und Gruppierung darstellen, die durch ihre Farbgebung und Bemalung herausgehoben werden. Wenn auch vielleicht manche der hier wiedergegebenen Entwürfe etwas allzu bunt und unruhig anmuten können, so zeigt doch die gesamte Sammlung als solche betrachtet zum ersten Male, welche z. T. sehr glücklichen Wirkungen im Landschaftsbilde von Stadt und Land die farbige Behandlung der Fassaden zu erzielen vermag, wie diese Art äußeren und dabei naturgemäßen Schmuckes wohl geeignet ist, das wenig erfreuliche, monotone und langweilige Aussehen unserer Städte, Siedlungen ländlicher und städtischer Art zu verbessern. Unwillkürlich kommt zudem bei der Betrachtung der Entwürfe dem Bauingenieur der Gedanke, ob nicht auch durch Farbe manche seiner Bauten in Zukunft mehr belebt und zu künstlerisch einheitlicherer Wirkung als bisher gebracht werden könnten. Insbesonderen werden seine Eisenbetonbauten, namentlich wenn sie nicht besonders verputzt sind und die Schalungsfugen noch erkennen lassen, ebenso viele seiner Eisenbauten — vor allem industrieller Art — u. U. für eine künstlerische Farbgebung in dezenter Art wirksame Baulichkeiten darstellen. Man wird sich auch als Ingenieur — wie es der Architekt tut — einzustellen lernen, und wenn auch am Anfange manche Übertreibung sich nicht wird vermeiden lassen, so wird doch schließlich ein guter Kern und eine neuzeitliche Fortentwicklung das Ergebnis sein. In dieser Hinsicht bietet die vorliegende Sammlung nicht nur dem Architekten und Städtebauer, sondern auch dem für Neuerungen aufnahmefähigen Bauingenieur manche wertvollen Gedanken, manch gutes, zur Weiterarbeit im Sinne einer künstlerischen Farbgebung ermutigendes Beispiel. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Es wird daran erinnert, daß als letzter Vortrag in der Vortragsreihe über

„Die technischen und wirtschaftlichen Aufgaben der verschiedenen Verkehrswege und Verkehrsmittel im Rahmen des gesamten deutschen Verkehrswesens"

der Vortrag des Herrn Dipl.-Ing. Dierbach vom Aerolloyd, Staaken b. Berlin über

„Die Luftverkehrswege im Rahmen des Gesamtverkehrswesens" am Dienstag, den 9. Juni 1925 7½ Uhr abends im Ingenieurhause Sommerstraße 4a (großer Saal) vorgesehen ist.

„Der Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik" dem auch die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen als körperschaftliches Mitglied angehört, gibt neuerdings zwanglose Mitteilungen heraus, zu beziehen durch den Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstr. 8. Der Preis dieser Mitteilungen richtet sich je nach dem Umfange der einzelnen Nummern, übersteigt jedoch vorläufig nicht den Betrag von 1 M.

Da in diesen Mitteilungen auch die in- und ausländischen Normen für Baustoffe Erwähnung finden, können wir sie unseren Mitgliedern nur empfehlen."

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

// DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 10. Juni 1925 Heft 11

DER BAU DER SCHWARZENBACHTALSPERRE.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 25. Februar 1925 zu Berlin.

Von Dr.-Ing. Enzweiler der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommandit-Gesellschaft.

Der Bau der Schwarzenbachtalsperre ist deshalb von besonderem Interesse, weil es der erste Talsperrenbau in Deutschland ist, der in Gußbeton mit Felsblockeinlagen ausgeführt wird. Die Talsperre dient lediglich zur Krafterzeugung; sie gliedert sich ein in das große Ausbauprogramm des Badenwerkes, das die drei Flüsse Murg, Schwarzenbach und Raumünzach im badischen Schwarzwalde in drei Ausbaustufen ausnützt:

Der erste Ausbau faßt die Murg an der badisch-württembergischen Grenze mit einem 17 m hohen Wehr und führt das Kraftwasser durch einen 5,6 km langen Stollen nach Forbach, wo das Wasser mit einem Gefälle von 145 m für Kraftgewinnung ausgenutzt wird. Dieses Werk ist bereits im Jahre 1918 in Betrieb genommen; es sind hier 28 000 PS eingebaut (vgl. Abb. 1).

Der zweite Ausbau des Murgwerkes nützt den Schwarzenbach, einen Zubringer der Murg, mit Hilfe der besonders zu besprechenden Schwarzenbachtalsperre aus, die eine größte Höhe von 65 m und eine Kronenlänge von 380 m bei einem Gesamtmauerwerksinhalt von 290 000 m³ hat. Das mit der Schwarzenbachtalsperre gefaßte Wasser geht durch einen 1800 m langen Druckstollen in das Forbacher Tal und wird dort in der gleichen Rohrbahn, in der die Murg bereits zum Kraftwerk geleitet wird, mit einem Gesamtgefälle von 360 m ebenfalls ausgenutzt. Beachtenswert ist, daß sich hier das größte Hochdruckwerk in Deutschland befindet; die zur Verwendung kommenden Wasserturbinen mit je 27 000 PS stellen die größten Wasserturbinen Europas dar (vgl. Abb. 2).

Abb. 1. Gesamtübersicht über das badische Murgwerk.

Der dritte Ausbau endlich leitet noch die Wassermenge der Raumünzach mit einem etwa 5 km langen Stollen in das Schwarzenbachbecken hinein, von wo sie denselben Weg nimmt wie das Wasser des Schwarzenbaches. Die zweite Ausbaustufe mit dem Schwarzenbachbecken ist zurzeit im Bau (vgl. Abb. 3). Die Talsperre ist soweit hochgeführt, daß bereits ein teilweises Einstauen möglich wurde, und daß seit dem 19. 11. 1924 das Schwarzenbachwerk nach kaum 2½jähriger Bauzeit in Teilbetrieb genommen werden konnte.

Abb. 2. Gesamtansicht der Rohrbahn und Krafthaus.

Im Jahre 1922 wurde die Talsperre vom Bauamt in Forbach öffentlich ausgeschrieben, und zwar nach den Entwürfen des Bauherrn in Bruchsteinmauerwerk mit einer Bauzeit, ohne

Baueinrichtung, von 4 Jahren; die gesamten 290 000 m^3 Mauerwerk sollten mit Ende des Jahres 1926 eingebracht sein. Es wurde dabei mit einer jährlichen Mauerwerksleistung von 70 000 m^3 gerechnet, so daß also, bei Berücksichtigung des Umstandes, daß von den 12 Monaten im Jahre nur etwa 8 Monate wirkliche Bauzeit in Frage kommen, die Monatsleistung für Mauerwerk mit etwa 8800 m^3 angesetzt war. Um eine solche Leistung zu erzielen, hätten etwa gleichzeitig 250 Maurer beschäftigt werden müssen, ein Umstand, der im Hinblick auf den Mangel an Handwerkern in Deutschland eine Gefährdung des Bauprogrammes bedeutete. Hier bot sich daher ein günstiges Feld für die Anwendung des Gußbetonverfahrens, bei welchem die Zahl der beschäftigten Arbeiter auf ein Mindestmaß eingeschränkt und bei welchem durch größere Leistungen die Bauzeit wesentlich gekürzt werden konnte. Es braucht kaum erwähnt zu werden, daß Hand in Hand mit diesem Vorteil auch eine wirtschaftliche Ersparnis gegenüber der Ausführung in Bruch[-]steinmauerwerk errechnet wurde. Diese Vorteile führten daz[u], daß der Bauherr Mitte 1922 dem Vorschlag der Siemens[-]Bauunion auf Ausführung der Talsperre in Gußbeton zustimmt[e] und ihr den Auftrag auf die Ausführung erteilte.

Abb. 3. Längsschnitt durch das badische Murgwerk.

Abb. 4. Querschnitt der Schwarzenbachtalsperre.

Die Form der Talsper[re] (vgl. Abb. 4) ähnelt den [i]n Deutschland bekannten Schwe[r]gewichtsmauern. Das spez. G[e]wicht des Gußbetons, dem Fel[s]blockeinlagesteine zugeset[zt] werden, ist mit 2,25 t/m^3 [in] Rechnung gesetzt, der Auftrie[b] ist mit vollem Druck an d[er] Wasserseite, gleichmäßig zu n[ull] nach der Luftseite abnehmen[d] eingesetzt. Die größte Kante[n]pressung ergibt sich bei leere[m] Becken mit 14,36 kg/cm^2 [in] der Grundfuge. Während d[ie] größte Spannung im Beton b[ei] vollem Becken mit Auftrieb a[uf] 14,26 kg/cm^2 errechnet wur[de,] ist als größte Schubspannu[ng] bei vollem Becken mit Auftri[eb] 14,7 kg/cm^2 zu erwähnen. Na[ch] oben nehmen in der 65 m hoh[en] Talsperre die Spannungen ras[ch] ab, so daß entsprechend diese[m] Umstand auch das Mischung[s]verhältnis nach oben zu magerer wird. Für seine Wahl si[nd] zahlreiche Untersuchungen über Festigkeiten und auftreten[de] Spannungen maßgebend gewesen, und infolgedessen hat da[s]selbe häufigem Wechsel unterlegen. Im unteren Drittel [der] Mauer ist im Mittel ein Mischungsverhältnis von 1,1 Tei[len] Zement, 0,4 Teilen Kalk, 0,8 Teilen Traß, 4 Teilen Sand u[nd] 6 Teilen Schotter zugrunde gelegt worden, im mittleren Drit[tel] entspechend den geringern Spannungen ein solches von 1 T[eil] Zement, 0,6 Teilen Traß, 5 Teilen Sand und 7,5 Teilen Schott[er]. Man hat also während der Ausführung auf den Zus[atz] von Kalk verzichtet; im oberen Drittel ist das Verhält[nis] der Sand- und Schotterteile 6:9, während die Bindemit[tel] die gleichen bleiben.

Abb. 5. Ausbildung einer Dehnungsfuge.

An der Luftseite ist die Betonmauer mit Granitsteinen v[er]blendet. Am Mauerfuß geht durch die Sperre ein eisernes Ro[hr]

welches zur Entleerung, sowie während der Herstellung der Sperre gleichzeitig zur Ableitung des Schwarzenbaches diente. Um den Temperatureinflüssen Rechnung zu tragen, sind trotz der Anwendung der Bogenform Temperaturfugen angeordnet, die dadurch geschaffen werden, daß alle 60 m im unteren und alle 30 m im oberen Teil der Mauer eine Arbeitsfuge gelassen wird, die nur eine Verzahnung erhält und an der Wasserseite durch einen Kupferstreifen abgedeckt wird. Auf der Abb. 5 ist die Temperaturfuge während der Herstellung der Mauer deutlich erkennbar. Die Entwässerung der Mauer ist weniger umfangreich, als es bei den Talsperren früher üblich war. In Abständen von 3 bis 4 m verlaufen horizontale Sickerrohre in der Mauer und münden in mehreren vertikalen Schächten, die durch Anlage eines Ganges in der Mauer kontrolliert werden können. Die Dichtigkeit des Bauwerkes wird bereits durch Verwendung von Gußbeton erheblich günstiger als bei Bruchsteinmauerwerk. Abpreßversuche in dem fertig abgebundenen Gußbeton durch nachträgliches Einbohren von Bohrlöchern haben ergeben, daß Zementmilch überhaupt nicht mehr eindrang, Wasser nur in ganz beschränktem Maße, soweit als es der Beton der nächsten Umgebung des Bohrloches zu seiner Sättigung brauchte. Die Hauptdichtung wird jedoch durch zwei Lagen Asphaltisolierung (Abb. 6) an der Wasserseite geschaffen, über die eine Torkretschicht aufgebracht wird. Der Schutz beider erfolgt durch eine 80 cm starke Schicht aus Gußbeton, die mit dem Hauptbeton verzahnt ist, und die ihrerseits nochmals durch einen Torkretputz und einen Isolieranstrich geschützt ist. Diese Dichtungsart ist etwas überreichlich und bei raschem Baufortschritt als hemmend anzusprechen.

Abb. 6. Dichten der Wasserseite.

Abb. 7. Baugrubenaushub.

Die eigentliche Herstellung der Mauer begann mit dem Aushub von Boden und Fels (Granit) in einer Gesamtmenge von 120 000 m³. Die Abb. 7 zeigt den Blick in die aufgeschlossene Baugrube, bei welcher die Hauptschwierigkeit darin bestand, genügende Angriffsstellen zu schaffen, um die gewollte Tagesleistung zu erzielen.

Die Verwendung von Löffelbaggern neben Handbetrieb in mehreren, gleichzeitig aufgemachten Schächten, die Beförderung des gesprengten Felsens mit Lokomotiven, sowie Aufzugswinden ermöglichen im allgemeinen Leistungen von 250 m³ Fels je Tag. Die ausgesprengten Felsmassen wurden seitwärts abgelagert; soweit das Gestein brauchbar war, wurde es bei der aufgehenden Betonmauer wieder verwendet bzw. an Ort und Stelle zerkleinert und mit Hilfe einer besonderen Maschinenanlage in der Mauer verarbeitet. Die klingende Felssohle wurde in einer durchschnittlichen Tiefe von 6 m unter dem Gelände angetroffen. Der Aushub der Hänge ist dadurch bewirkt worden, daß in mehreren Stockwerken gleichzeitig beide Hänge in Angriff genommen wurden und zwar ausschließlich im Handbetrieb (vergl. Abb. 8). Auf diese Weise ist gegenüber dem üblichen Aushub der Hänge mittels Schrägaufzügen, die entlang der Talsperre den Hang hochlaufen, der Vorteil erreicht, daß Störungen nicht auf den ganzen Felsaushub einwirkten, wie es bei einer Störung im Schrägaufzug notwendigerweise eintritt. Da die Hangaushubarbeiten den Betonarbeiten bedeutend vorauseilen müssen, mit Rücksicht auf Erschütterungen beim Sprengen, ist es empfehlenswert, diese Arbeiten

Abb. 8. Hangaushub.

bei Beginn sehr zu beschleunigen, weil sie erfahrungsgemäß sonst leicht den Baufortschritt später beeinflussen. Nach Erreichung des klingenden Felsens sind besondere Schutzmaßnahmen vor dem Betonieren getroffen worden. Einmal sind Löcher bis 6 m Tiefe im Abstand von 2,50 m gebohrt und

Abb. 9. Reinigen der Gründungssohle.

mit Zement ausgespritzt worden, um auf diese Weise noch alle Spalten mit Granit zu schließen und eine dichte Herdmauer an der Wasserseite zu erhalten. Zum anderen ist vor dem Aufbringen des Betons (vergl. Abb. 9) die Sohle nochmals mit Druckwasser abgespült und durch das Aufspritzen einer Torkretschicht gedichtet worden.

Die Betonierung der Talsperre erfolgt in der Form, daß die Mauer in einzelne, große Blöcke aufgelöst wird, die in ihrer Grundrißlage und im Aufriß zu einander derartig verschoben sind, daß sie eine gute Verdübelung darstellen. Die Blöcke sind im allgemeinen im Grundriß 1000 m² groß, mit Seitenschalung versehen, und entsprechen bei 1 m Gießhöhe einer täglichen durchschnittlichen Leistung von 1000 m³ in zwei Schichten.

I = Kornzusammensetzung aus den Brechern,
II = Idealkurve,
III = Kornzusammensetzung der Betonmischung.

Abb. 11. Korngrößenkurven.

Die Einlagesteine wirken ebenfalls im Sinne einer Verdübelung. Ob es richtig ist, Einlagesteine zu nehmen und in welchem Umfange, ist eine Frage, die verschieden beantwortet wird. Für die Einlagesteine sprechen einmal die statisch günstige Wirkung durch Erhöhung des spezifischen Gewichtes der Mauer mit Blocksteinen, hauptsächlich aber die Ersparnis an Bindemitteln. Es liegt nahe, einen möglichst hohen Prozentsatz Felsblöcke zu verwenden, da der Granit, der an Ort und Stelle vorhanden ist, bei Verwendung von Felsblockeinlagen nicht erst zu Splitt zerquetscht zu werden braucht und durch Bindemittel künstlich gekittet werden muß. Anderseits sind die Kosten für das Einbringen der Felsblöcke höher als für den Gußbeton, und die Steigerung der Leistung wird bei Verwendung von Felsblockeinlagen erschwert. Diese beiden Faktoren können ausschlaggebend ins Gewicht fallen. Die Kosten für das Einbringen der Einlagesteine sind deshalb höher, weil die Förderanlagen, wie Kabelkrane usw. nicht bis auf den Rest ihrer Tragfähigkeit ausgenutzt werden können. Es muß mehr dem Zufall überlassen werden, daß Felsblöcke immer in dem richtigen Gewicht in die Förderanlagen gebracht werden.

Abb. 10. Festigkeitskurven.

Die bei der Schwarzenbachtalsperre für 2 m³ Felsblöcke gewählten Transportwagen sind im Durchschnitt mit nur 1,25 m³ beladen gewesen, außerdem sind die Kabelkrane, die

Abb. 12. Einzelmonats- und Gesamtleistungen im Jahre 1924.

verwendet wurden, für das Verfahren bei Felsblöcken nur etwa mit ¾ ihrer Leistung einzusetzen gegenüber der Leistung bei dem Einbringen von Gußbeton. Bei der Gußbetonsperre im Wäggitale in der Schweiz sind keine Blockeinlagen verwendet worden, bei der Barberinesperre, ebenfalls in der Schweiz, sind etwa 10 vH Blocksteine in Anwendung gekommen, bei der Schwarzenbachtalsperre sind im Jahre 1924 im Mittel etwa 17,4 vH Steine verwendet worden. Man ist damit unter dem erwarteten Prozentsatz geblieben.

Ein Nachteil bei den Felsblockeinlagen ist weiterhin der, daß man einen zweiten Arbeitsgang eingerichtet hat, der neben dem Betonierungsbetrieb einhergeht. Während der Massenprozentsatz der Steine zur Gesamtmauer 17,4 vH im Jahre 1924

betrug, ist der Prozentsatz der verbrauchten Stunden zu den Gesamtstunden für das Einbringen des Mauerwerks bereits auf 29,5 vH gestiegen. Es muß daher von Fall zu Fall überlegt werden, wo die wirtschaftliche Grenze für das Einbringen von Einlagesteinen liegt, da die Ersparnisse an Bindemitteln, die sehr erheblich sind, unter Umständen bei magerer Betonmischung und hohen Löhnen durch die Mehrkosten des Einbringens der Blocksteine und die dadurch bedingte geringere Leistungsfähigkeit restlos aufgezehrt werden können.

Der **Gußbeton** selbst ist nach den genügend bekannten Grundsätzen eines guten Betons zusammengestellt worden.

Den Verdingungsunterlagen zugrunde gelegtes Bauprogramm.

Ausgeführtes Bauprogramm.

Abb. 13.

Abb. 14. Lageplan der Fördereinrichtungen.

Der Wasserzusatz schwankte in den Grenzen von 12 bis 16 vH. Größter Wert wurde auf die Kornzusammensetzung gelegt, da in ihr der ausschlaggebende Faktor für die Festigkeit bei gleichzeitiger Fließbarkeit liegt. Durch Errichtung einer Prüfungsstation auf der Baustelle wurde sowohl die Kornzusammensetzung, als auch die Betonfestigkeit laufend geprüft. Es ist festgestellt worden, daß eine ziemliche Schwankung in der Kornzusammensetzung als Folge der Einstellung der Steinbrecher und der Abnutzung der Brechbacken eintritt.

Es hat sich herausgestellt, daß die Bauwerksfestigkeiten höhere Werte ergeben haben, als die Laboratoriumsfestigkeiten. Es sind Festigkeiten von 50 kg/cm² nach einem Monat und von 120 kg/cm² nach drei Monaten zu erwähnen (vgl. Abb. 10). Hervorzuheben ist ferner noch, daß die Betonwürfel aus gewaschenem Granitsand, der aus dem Abraum gewonnen wurde, höhere Festigkeit haben als die mit Quetschsand hergestellten, da durch das Quetschen das Granitkorn seine Urfestigkeit einbüßt. Für die richtige Kornzusammensetzung sind Idealkurven größter Festigkeit bei gleichzeitig größter

Abb. 15. Fußpunkt des Schrägaufzuges.

Dichtigkeit als Maßstab herangezogen. Die bekannte Fullersche Kurve verlangt Gleichmäßigkeit der Kornzusammensetzung in den Grenzen von 6 mm aufwärts. Andere Kurven, die auf zahlreichen Laboratoriumsversuchen fußen, ergeben die Gleichmäßigkeit der Kornzusammenstellung bis zur Korngröße von 50 mm. Der gute Erfolg sowohl in dem Einbringen des Gußbetons, als auch in den erzielten, oben angegebenen Festigkeiten beruhte hauptsächlich auf dieser Sorgfalt in der Prüfung der richtigen Kornzusammensetzung, so daß keine Entmischungserscheinungen beobachtet wurden (vgl. Abb. 11).

Nun zu den Bauzeiten: Die Betonarbeiten bei der Schwarzbachtalsperre sind zurzeit noch im Gange. Das Jahr 1923 kam im wesentlichen nur für die Herstellung der Baueinrichtung in Betracht, da erst gegen Ende des Jahres 1923 der Betonbetrieb in bescheidenem Maße eröffnet werden konnte. Die Herstellung der Baueinrichtung stand im Zeichen der Inflation mit allen bekannten Hemmungen und Wirrungen, bei welchen es nicht möglich gewesen ist, die rechtzeitige Beschaffung aller Geräte von den Lieferanten zu erwirken.

Im Jahre 1924, dem eigentlichen ersten Betonjahre, wurden 130 000 m³ in 8 Monaten eingebracht, wobei die durchschnittliche Tages-

Abb. 16. Gesamtansicht des Steinbruchs.

leistung sich in den Hauptbaumonaten in den Grenzen von 900 bis 1000 m³ gehalten hat (vgl. Abb. 12). Es entspricht dieses einer durchschnittlichen Monatsleistung von etwa 16 300 m³, während, wie erinnerlich, das Bauprogramm des Bauherrn für Mauerwerk nur 8800 m³ vorsah. Daher kann mit Recht behauptet werden, daß durch die Verwendung von Gußbeton die reine Bauzeit auf die Hälfte herabgesetzt wird (vgl. Abb. 13).

Interessant ist es, die Anzahl der Facharbeiter beim Bau einer Gußbetonmauer derjenigen gegenüberzustellen, die zum Bau einer Bruchsteinmauer benötigt wird. Die Facharbeiter bei der Schwarzenbachtalsperre stellen nur 35 vH der gesamten Belegschaft dar, dabei verteilen sich diese auf die Reparaturwerkstätten und auf die Steinbrüche. Bei der bekannten Talsperre bei Mauer in Bruchsteinausführung waren 66 vH Facharbeiter tätig.

Ein sehr wichtiger Abschnitt beim Talsperrenbau ist ohne Zweifel die Einrichtung der Baustelle zum Zwecke des möglichst billigen und schnellen Einbringens der gewaltigen Massen. Die mannigfaltigen Einrichtungen, die hierbei vorkommen, gestalten das Studium dieser großen Ingenieurwerke zu einem besonders reizvollen, weil alle Einrichtungen voneinander abweichen und sich an die örtlichen Verhältnisse möglichst anpassen müssen. Die gewählten Förderanlagen, die wie ein Zahngetriebe ineinander greifen müssen, sind beim Talsperrenbau die Grundpfeiler, auf die sich alles aufbaut.

Das Talsperrengelände liegt in unserem Falle auf einer Höhe von 650 m über dem Meeresspiegel, etwa 350 m höher als der nächst erreichbare Bahnanschluß, in einer Gegend, in welcher die Natur im allgemeinen während 4 Monaten das Bauen nicht oder nur höchst unwirtschaftlich ermöglicht.

Ich gebe in einem besonderen Lageplan (Abb. 14) zunächst eine Gesamtdarstellung der Förderanlagen und werde dann auf die einzelnen Einrichtungen zurückkommen.

Für die Anfuhr aller Geräte und Bindemittel, der Ersatzteile, der Betriebsstoffe und der Lebensmittel kam nur der Bahnhof Raumünzach in Frage, der zu diesem Zweck umgebaut werden mußte.

Zur Überwindung des Höhenunterschiedes vom Bahnhof Raumünzach bis zum Talsperrengelände wurde ein Schrägaufzug angelegt. Vom Endpunkt desselben bis zur Talsperre führt eine etwa 1,4 km lange, elektrische Waldbahn, in nahezu hori-

Abb. 17. Abheben der Steinroste durch die Kabelkrane.

Abb. 18. Gesamtansicht der Buma.

zontaler Lage. An derselben Talseite wie die Waldbahn liegt auch der Steinbruch. Dieser ist in mehreren Stufen ausgebaut worden. Die unterste Stufe liefert in der Hauptsache Verblendsteine, die auf 60 cm Spur unten im Tal an die Mauer herangefahren werden. Etwaiger Überschuß von Steinen wird mit Hilfe eines besonderen Schrägaufzuges an die obere Waldbahn herangebracht. Dieser zweite, kürzere Schrägaufzug stellt somit eine Verbindung zwischen Talsohle und Mauerkrone dar. Der Hauptsteinbruch liegt etwa 50 m über der untersten Stufe und wird selbst in zwei Stufen abgebaut. Die Steinbruchzüge, welche Felsblockeinlagen geladen haben, werden über eine Steinwäsche hinweggeführt und zur Abnahmestelle an die Kabelkrane der Talsperre gebracht. Das für Sand- und Schotterbereitung benötigte Material wird, nachdem es im Steinbruch vorgebrochen und gewaschen ist, zum Brech- und Mahlhaus an der Sperre gefahren, wo gleichzeitig auch die Bindemittel gelagert werden. In dieses Haus werden alle, für den Beton benötigten Stoffe hineingefahren, automatisch in die richtigen Massenverhältnisse gebracht und verlassen das Haus wieder erst als fertige Gußbetonmischung.

Abb. 19. Teilansicht der Buma.

Diese Mischungen werden, ebenso wie die Blockeinlagesteine, von vier fahrbaren Kabelkranen gefaßt und an die Mauer versetzt. Die Verblendsteine dagegen, die vom unteren Steinbruch herangefahren werden, werden am Mauerfuß von fahrbaren Turmdrehkranen gefaßt.

Neben den Haupteinrichtungen verdienen noch die Einrichtung von Reservelagern für Schotter und Sand erwähnt zu werden, ferner das Sägewerk, die Anlagen zur Herstellung von flüssiger Luft, die Umformeranlagen, die Unterkunftsbaracken, sowie alle erforderlichen, sozialen Einrichtungen für die Verpflegung von etwa 2000 Arbeitern.

Anstelle des Schrägaufzuges zur Verbindung vom Bahnhof und Sperre war auch eine Seilbahn in Erwägung gezogen. Der Schrägaufzug wurde jedoch vorgezogen, da er schneller eingebaut werden konnte und auch den Transport von sperrigen Gütern leichter ermöglichte.

Abb. 15 zeigt den umgebauten Bahnhof mit dem Fußpunkt des Schrägaufzuges, sowie die Auffahrtsrampe, welche die Verbindung zwischen beiden herstellt. Die Eisenbahnwagen werden unter Ausnützung eines künstlich hergestellten Höhenunterschiedes in die Schmalspurwagen umgeladen. Diese gelangen ohne Umladung bis zur Sperre. Auf einer kleinen Auffahrtsrampe werden die Wagen bis zum Fußpunkt des Schrägaufzuges hochgezogen und gehen dann im Schrägaufzug, der einen Höhenunterschied von 350 m überwindet, auf das sogenannte Schneiderskopfle, von wo die Wagen mittels einer elektrischen Waldbahn von 1,4 km Länge zum eigentlichen Bahnhof an der Sperre gelangen. Der Schrägaufzug hat sich gut bewährt. Zu Zeiten des Hochbetriebes mußten täglich 20 Waggon Bindemittel über ihn befördert werden, wobei er 180 t in 10stündiger Schicht bewältigte. Er ist eingleisig angeordnet und mit zwei besonderen Schrägwagen ausgestattet, von denen jeder zwei normale Kastenkipper von 900 mm Spur mit 5,6 t Nutzlast mit einem Mal befördert. Durch eine Aus-

A = Gurtförderer
B = Bindemittelsilos
C = Förderschnecken
D = Hängebahn
E = Steinbrecher und Sandmühlen
F = Becherwerke
G = Sortiertrommeln
H = Sand- und Schottersilos
J = Mischmaschinen.

Abb. 20. Schema der Buma.

Abb. 21. Gurtförderer für Zementsäcke.

weiche in der Mitte der 800 m langen Bahn ist das gleichzeitige Herablassen leerer Wagen ermöglicht. Bis zur Inbetriebnahme

Abb. 22. Kettenhängebahn.

des Schrägaufzuges, nämlich im ersten halben Jahr der Baustelleneinrichtungsarbeit, mußten sämtliche ankommenden Güter auf Lastkraftwagen zur Baustelle befördert werden.

Der Steinbruch (vgl. Abb. 16), der als Rückgrat beim Talsperrenbau anzusehen ist, hat, wie so häufig, auch beim Bau der Schwarzenbachtalsperre dauernd die größte Sorge bereitet. Die für die großen Leistungen etwas kurze Längenausdehnung von 500 m, sowie die starken Lehmspalten in dem klüftigen Granit erschwerten und verteuerten den Abbau und riefen auch eine zeitraubende Wäsche der größeren Steine hervor. Es ist daher in diesem Jahre, dem Zustand des Steinbruchs Rechnung tragend, ein Mammutsteinbrecher mit einer Maulweite von 90 cm bis 120 cm im Steinbruch zur Aufstellung gekommen in Verbindung mit zwei Wasch- und Siebtrommeln, die auch die Ausnützung des erheblichen Abraumes, soweit als angängig, gestatten. Die großen Blöcke, die sich für Einlagesteine in der Mauer eignen, werden im Steinbruch aus dem zerschossenen Gestein mit Hilfe von Derricks und Kranen aufgenommen und auf besonders gebauten Steinwagen nach der Steinwäsche gebracht. Die Wagen sind so gebaut, daß die abgewaschenen Schmutzmengen durchfallen; sie bestehen aus einem eisernen Rost, der an den vier Ecken aufgehängt ist, und der dadurch zum Kippen gebracht wird, daß zwei Ketten von den vier Aufhängepunkten gelöst werden. An der einen Seite des Wagens fehlt daher die Wand. Um beim Transport mittels Kabelkran jedoch das Herausfallen der Steine zu vermeiden, sind die Ketten an dieser Seite etwas kürzer gehalten. Das Reinigen der großen Felssteine erfolgt durch Abspritzen mit Luft und Wasser, ohne daß die nachträgliche Benutzung der Stahlbürste ganz vermeidbar wäre. An der Sperre selbst werden die besonderen Steinwagen mit dem Kabelkran von dem Unterwagen abgehoben (Abb. 17) und, wie geschildert, zur Verwendungsstelle gebracht.

Soweit beim Sprengen im Steinbruch das Material sich nicht für Einlagesteine eignet, wird es mit Hilfe von Löffelbaggern oder auch von Hand aufgeladen und in die großen Vorbrecher und Waschanlagen gebracht. In besonders zusammengestellten Zügen werden die Bruchsteine in die an der Sperre gelegene Brech- und Mahlanlage, „Buma" genannt, herangefahren und dort verarbeitet. Im Steinbruchgebiet sind drei Löffelbagger sowie drei Krane und Derricks tätig, für die Beförderung sind hier Dampflokomotiven verwendet, während auf der Waldbahn der ganze Verkehr mit elektrischen Lokomotiven abgewickelt wird. Die Sprengung erfolgt fast ausschließlich mit Hilfe von flüssiger Luft, oder richtiger mit flüssigem Sauerstoff, der die gleiche Brisanz wie Dynamit hat, und der wirtschaftlicher als letzterer ist, seitdem es gelungen ist, die Verdampfungsverluste auf ein erträgliches Maß herabzudrücken. Die Gesamtverdampfungsverluste betrugen immerhin noch von der Erzeugung bis zum Laden 12 bis 14 vH, dazu Verdunstung bis zum Abschuß (schlecht meßbar) zusammen 30 bis 40 vH. In den Fällen, wo der elektrische Strom als Überschußkraft billig ausgenutzt werden kann, ist der Erzeugungspreis für die flüssige Luft billiger, als der für festen Sprengstoff, da 75 vH der Herstellungskosten der flüssigen Luft aus elektrischem Stromaufwand bestehen.

Alle Gleise der Fördereinrichtungen laufen an der künftigen Sperrmauerkrone zu einem Bahnhof zusammen, dessen Seele die bereits erwähnte Buma ist (Abb. 18). Von hier aus werden die Bindemittelwagen, die vom Bahnhof Raumünzach ankommen, zu ihren Entladeeinrichtungen verschoben. Hier werden die Steinwagen, welche das für die Schotterbearbeitung bestimmte Material geladen haben, in die Buma geführt, während die mit Felsblöcken beladenen Rostwagen von hier aus unmittelbar unter die Kabelkrane fahren. Hier sind die Zubringergleise zu den Werkstätten, Schmieden und Magazinen, hier liegen die Kantinen, die Wohn- und Bürobaracken, die Krankenbaracke, Bäckerei, Schuhmacherei und die Verkaufsläden. Besonders beachtenswert ist die bereits erwähnte

Abb. 23. Ansicht der vier festen Kabelkrantürme.

Buma, d. i. die Brech- und Mahlanlage in Verbindung mit der Betonbereitungsanlage. Die durchschnittliche Leistung von 900 bis 1000 m³ Beton in zwei Schichten Betrieb je Tag ist nur

möglich geworden durch die gut ineinander arbeitenden Einrichtungen in dieser Zentralstation. Abb. 19 gibt einen Einblick in einen Teil des sechsstöckigen Bauwerkes, das eine Gesamthöhe von 25 m besitzt. Es ist in zwei getrennte Anlagen unterteilt, in die Bindemittelsilos mit den Anlagen für ihren An- und Abtransport und in die Brech-, Mahl- und Betonmischanlage. Auf Abb. 20 ist das Schema des Gebäudes dargestellt. Die vom Steinbruch kommenden Steinzüge fahren etwa in halber Höhe des Gebäudes in das Haus hinein und kippen ihren Inhalt in die Steinbrecher. Alle Maschinenaggregate sind fünffach vorhanden, vier für den ständigen Betrieb, eines zur Reserve. Dementsprechend sind auch die Schotter- und Sandsilos fünffach nebeneinander angeordnet. Die aus dem Steinbrecher herausfallenden Schotter- und Sandmengen fallen in die Elevatorgrube, wo sie ungeordnet mit einem Elevator 18 m hoch bis zum obersten Stockwerk der Brechanlage gehoben werden. Hier stehen fünf Siebtrommeln, mit zweifacher Siebteilung, die die Korngrößen bis zu 50 mm in zwei Größen trennen. Der Sand fällt aus der Trommel unmittelbar in die Sandsilos, während aus der anderen Korngröße das Material z. T. den Sandmühlen zugeleitet wird, die neben den Brechern Aufstellung gefunden haben, z. T. unmittelbar in die Schottersilos gelangt. Der Sand wird aus den Sandmühlen mit Hilfe der bereits erwähnten Elevatoren durch die Siebtrommel in die Sandsilos geleitet. Die Schotter und Sandsilos fassen zusammen 950 m³ und stellen damit einen Vorrat für 24 Stunden dar; es muß berücksichtigt werden, daß außerdem noch ein Reservelager von etwa 20 000 m³ vorhanden ist. Auf der anderen Seite des Hauses werden die Zementmengen mit Hilfe eines Sackaufzuges auf das oberste Stockwerk der Buma heraufgebracht und durchlaufen dort ein Förderband, das eine Entleerung unmittelbar in die nebeneinander angebrachten Silos

Abb. 24. Entleeren der Gußbetonkübel auf der Mauer.

gestattet. Die leeren Säcke werden in eine Sackklopfmaschine geschickt, die einen Rückgewinn von 1 vH Zement ergibt. Die nicht in Sackform angelieferten Bindemittel, wie Traß, werden mittels eines Becherwerkes hochgehoben und mit kleinen Hilfsgleisen auf dem obersten Stockwerk in die Silos verteilt. Die Bindemittelsilos reichen für den Bedarf von 10 Tagen. Die Entnahme der Bindemittel aus den Silos erfolgt mit Schnecken, die über einen Ausgleichsbehälter in automatische Waagen entleeren. Hier werden die jeweils für eine

Abb. 25. Herstellen der luftseitigen Verblendung.

Betonmischung benötigten Gewichtsmengen Bindemittel festgestellt; die automatischen Waagen entleeren ihren Inhalt in einen Kübel der Hängebahn, die um das Haus herumfährt, die Bindemittel vor die Betonmaschinen bringt und dort entleert. Die Mischmaschinen stehen so, daß Sand und Schotter aus den entsprechenden Silos unmittelbar in dieselben fallen. Aus den Mischmaschinen läuft der fertige Beton in besondere Gußbetonkübel, die, auf Unterwagen aufgesetzt, durch eine ständig laufende Kette rangiert werden. Die Mischmaschinen sind im Gegensatz zu den häufig verwandten, kontinuierlichen Mischern Sonthofener Rührwerksmaschinen mit 1 m³ Trommelinhalt, so daß drei Mischungen genau einen Betonkübel von 2 m³ fester Masse entsprechen. Abb. 21 und 22 geben Einblick in das Innere der Buma.

Die Fördereinrichtungen an der Sperre sind von größter Bedeutung für die Leistungsfähigkeit der Gesamtanlagen.

Die üblichste Arbeitsweise für das Einbringen von Gußbeton ist die Verwendung eines Rinnensystems. Ja es ist vielfach die Meinung verbreitet, als ob nur der Beton als Gußbeton anzusprechen wäre, der in Rinnen an die Verwendungsstelle fließt. Es ist im Gegensatz zu den beiden Schweizer Gußbeton-Talsperren und im Gegensatz zu den meisten amerikanischen Gußbeton-Talsperren beim Bau der Schwarzenbachtalsperre das Gießrinnensystem nicht verwendet worden, und zwar aus folgenden Gründen:

1. Bei der großen Spannweite von 450 m macht die Aufhängung der Rinnen Schwierigkeiten, die namentlich bei dem häufig notwendig werdenden Umhängen der Rinnen fühlbar in Erscheinung treten.

2. Die an Kabel freihängenden Rinnen sind außerordentlich schwer zugängig und können daher nur eine mangelhafte Wartung erfahren.

3. Da, wo gleichzeitig Blockeinlagesteine verwendet werden, ist bei Verwendung des Rinnensystems eine getrennte Förderanlage für die Blockeinlagen nötig.

Ein Teil dieser Übelstände hätte dadurch vermieden werden können, daß man das Tal mittels eines Gerüstes überquert, so daß an dem Gerüst fahrbar nur eine oder mehrere kürzere Rinnen nötig gewesen wären. Die Kosten waren jedoch für dieses Gerüst so erheblich, daß diese Lösung nicht in Frage kam. Es wurde ferner überlegt, um eine leistungsfähige Gießrinne zu erhalten, den Beton mittels Gummiförderer in der Höhe der

Mauerkrone zu transportieren, wobei der Gurtförderer an einer Kabelkranbrücke aufzuhängen wäre. Nur an zwei Türmen sollte der Beton in besonderen Rinnen abgegeben werden, die für diesen Fall auch einfacher gestaltet werden konnten. Auch diese Lösung wurde ihrer hohen Kosten wegen verlassen. Gewählt wurden für die Förderung des Gußbetons Kabelkrane, und zwar vier Stück, mit 450 m Spannweite (Abb. 23) bei einer Tragkraft von 6 t, entsprechend einem nutzbaren Inhalt von 2 m³ Gußbeton. Die Kabelkrane haben in diesem Falle den Vorteil, eine einheitliche Förderung sowohl für Gußbeton, als auch für Einlagesteine zu sein. Um das ganze Gebiet bestreichen zu können, sind auf dem einen Hang die Türme fahrbar eingerichtet; und damit die Kabelkrane möglichst dicht nebeneinander fahren können, sind die Türme im Grundriß gegeneinander versetzt. Sie waren ursprünglich aus Holz gedacht, mit Rücksicht auf ihre Höhe, die 25 m beträgt, und die Gefahr der Austrocknung des Holzes sind jedoch eiserne Stützen gewählt worden. Die Orientierung der im Turm sitzenden Führer erfolgt durch optische Signale, die durch Fernsprecheinrichtungen ergänzt werden. Wesentlich für den guten Betrieb des Kabelkranes ist die richtige Wahl des Transportgefäßes. Für die Blockeinlagen sind eiserne Roste gewählt worden, wie bereits erwähnt, und für den Gußbeton sind Kübel zur Anwendung gekommen, die nach unten durch Klappen entleeren (Abb. 24). Diese haben den Vorteil, daß kein Aushängen der Kette nötig ist und daß sie außerdem das Streuen des Betons verhindern. Das unvermeidliche Pendeln des Kübels als Folge der Entspannung im Tragseil bei der Entleerung ist ohne Belang für den Arbeitsfortschritt, da an dem entleerten Kübel keine Handreichungen mehr nötig sind. Die Kabelkrane sind im allgemeinen für Massentransporte nicht beliebt, da sie in ihrer Leistungsfähigkeit mit Rücksicht auf die Schwankungen im Seil und den damit verbundenen, unvermeidlichen Zeitaufenthalten beschränkt sind. Sie haben jedoch bei der Schwarzenbachtalsperre, wo alle Verbesserungen auf dem Gebiete des Kabelkranbaues angewandt sind, durch hohe Tagesleistung von über 500 Spielen in zwei Schichten gezeigt, daß sie erfolgreich in Wettbewerb mit anderen Transportanlagen treten können.

Während des Hochbetriebs sind durchschnittlich beim Gußbeton etwa acht Spiele in der Stunde mit den Kabelkranen geleistet worden, während beim Transport von Felsblöcken nur etwa sechs Spiele nötig waren. Die Zahlen der Störungen sind als äußerst gering zu bezeichnen.

Zum Schlusse seien noch einige Abbildungen von der Talsperre selbst wiedergegeben, aus welchen der Fortschritt während des Betonierens im Baujahr 1924 und auch gleichzeitig die Turmdrehkrane zur Einbringung der Verblendsteine erkennbar sind. (Abb. 25.)

Möge durch den Bau der Schwarzenbachtalsperre der Gußbeton, der alle Erwartungen, die an ihn gestellt wurden, erfüllt hat, sich den Platz erobert haben, der ihm wegen seiner mannigfachen Vorteile gebührt.

VERSUCHE MIT DOPPELTEILIGEN DRUCKSTÄBEN.

Von Professor H. Kayser, Darmstadt.

Übersicht. Es werden Versuche beschrieben, die mit doppelteiligen Druckstäben bei teilweiser Einspannung durchgeführt wurden. Die gewählten Stäbe waren an beiden Seiten mit Flacheisendiagonalen vergittert und durch doppelteilige Knotenbleche an die Druckmaschine angeschlossen. Die Einspannung in die Maschine erfolgte derart, daß die Ausknickung des Stabes senkrecht zur freien Achse und senkrecht zur Ebene der Knotenbleche erfolgen mußte. Ein derartiger Belastungszustand liegt vielfach bei den Gitterstäben doppelwandiger Fachwerkbrücken vor. Die Versuche zeigten insofern ein eigenartiges Verhalten der Stäbe, als diese infolge exzentrischer Kraftwirkung zunächst nach einer Richtung hin ausbogen, hiernach aber infolge der gleichzeitig eintretenden Verschiebung des Kraftangriffes wieder in die ursprüngliche Lage zurückkehrten und schließlich nach der anderen Richtung ausbiegend zerstört wurden. Die Ursache dieser eigenartigen Erscheinung ist darauf zurückzuführen, daß infolge der Verbiegung der Stabenden der Angriffspunkt der Kraft schneller aus der Stabachse herausrückt, als die Verbiegung eintreten kann; dadurch werden schließlich entgegengesetzt der ursprünglichen Ausbiegung wirkende Momente hervorgerufen, welche die Zerstörung des Stabes veranlassen.

Im Anschluß daran werden noch einige Richtlinien für spätere Versuche gegeben und insbesondere wird auf die Benutzung der dynamischen Methode zur Bestimmung der Knickfestigkeiten und Einspannungsgrade hingewiesen.

Die Lösung der Knickvorgänge ist zur Zeit eine der wichtigsten Aufgaben des Eisenbaues. Es bestehen die verschiedensten Rechenverfahren, die auf mehr oder weniger willkürlich angenommenen Grundlagen aufgebaut und die teils auf theoretischem, teils auf praktischem oder versuchstechnischem Wege gefunden sind. Bei der praktischen Nachprüfung dieser Rechenverfahren und bei den Versuchen, die zu diesem Zwecke vorgenommen werden, kann man zwei verschiedene Wege einschlagen.

Die eine Methode sucht die reinen Knickvorgänge zu erforschen, die bei genau zentrischer Lagerung, einwandfreier Gelenkwirkung und genau gerade gerichtetem Stabe auftreten. Zu dieser Versuchsgruppe gehören die vom „Ausschuß für Versuche im Eisenbau" nach dem Kriege vorgenommenen Prüfungen. Bei diesen Versuchen wurde besonderer Wert darauf gelegt, einen möglichst guten zentrischen Einbau der Stäbe in die Prüfungsmaschine zu erzielen, möglichst Stäbe zu verwenden, bei denen die Stabquerschnitte an den maßgebenden Stellen gleich waren, ferner alle möglichen aus der Lagerung herrührenden Einflüsse zu beseitigen. Zum Ziele hatten diese Druckversuche eine Nachprüfung der durch die Tetmajersche Formel gegebenen Knickspannungslinie, die ja das Ergebnis zerstreuter Einzelresultate darstellt. Die in der Praxis stets mehr oder weniger von diesem reinen Knickzustand abweichenden Fälle der Druckbelastung müssen dann durch besonder[e] Koeffizienten berücksichtigt werden. Die bisherigen Ergebniss[e] dieser Versuche sind von Rein im Bauingenieur 1923, Heft 19/20 beschrieben worden.

Abb. 1a. Abb. 1b.

Abb. 1c.

Abb. 1. Ausbildung des Druckstabes A.

Die zweite Art von Versuchen verwendet Stäbe, wie si[e] in der Praxis tatsächlich vorkommen; sie verzichtet auf die ob[en] erwähnten Vorkehrungen der Lagerung, auf besondere Gerade richtung usw., will vielmehr den Einfluß der Einspannunge[n], der Anfangskrümmungen und der exzentrischen Kraftangriff[e]

an Hand der Versuchsergebnisse feststellen und die Abweichungen gegenüber den bei den gebräuchlichen Formeln gemachten theoretischen Voraussetzungen bestimmen.

Welche der beiden Methoden zur Erzielung praktisch brauchbarer Werte vorzuziehen ist und ob durch obige die Fehler der Lagerung auf ein Minimum beschränkenden Maßnahmen ein besserer Blick in die wirklichen Knickvorgänge gestattet wird, als bei weniger genauer Lagerung, mag dahingestellt bleiben. Wahrscheinlich werden beide Methoden sich gegenseitig befruchten und ergänzen können und daher wertvolle Beiträge zu diesem schwierigen Problem der Festigkeitslehre liefern.

Abb. 3. Befestigung der Stabenden in der Werderschen Druckmaschine.

Die von Rein beschriebenen Druckversuche haben mich veranlaßt, Ergebnisse von Druckversuchen, die bereits vor einer Reihe von Jahren in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Darmstadt durch mich zur Durchführung kamen, hier kurz mitzuteilen. Diese Versuche reihen sich in die erwähnte zweite Klasse von Versuchen ein, behandeln also Druckstäbe mit Druckbelastungen, wie sie in der Praxis vorkommen; es wurde also von allen besonderen Maßnahmen zur Erzielung ungewöhnlicher Genauigkeitsgrade Abstand genommen. Sie bilden eine Fortsetzung von amerikanischen Versuchen, die nach dem Zusammensturze der Quebecbrücke durchgeführt wurden.

Abb. 4. Stabquerschnitte. Abb. 5. Spannungen in der Mitte des Stabes I.

Die amerikanischen Versuche bezogen sich auch auf zweiteilige durch Gitterwerk verbundene Druckstäbe, deren Querschnitt mit einer Fläche von 586 cm² aus 4 Winkeln 15,2 × 15,2 × 1,6, zwei Stehblechen 76,2 × 1,76 und zwei Beiblechen 44,95 × 1,60 bestand. Das Material war in Bezug auf

Abb. 2a. Abb. 2b.

Abb. 2c.

Abb. 2. Ausbildung des Druckstabes B.

ie beiden Schwerachsen so verteilt, daß $J_x \backsim J_y$ wurde[1]). ie Vergitterung geschah durch Flachbleche 6,35 × 0,96 cm² mit einer Länge von 35,86 cm von Anschlußniet zu Anschlußniet. Außerdem waren noch in Entfernungen von ∽ 1,90 m Querschotten angebracht. Untersucht wurden fünf verschiedene Säulen, eine von 6,10 m Länge und vier von je 11 m Länge. Die Kraft wurde durch je einen Bolzen von 25 cm Dmr. am Stabende in den Stab eingeführt. Drei Säulen wurden bis zum Bruche belastet bei einem maximalen Druck von ungefähr 1200 t und einer Spannung von ungefähr 2050 kg/cm², wobei zwei der Säulen an den Bolzen rissen und eine in der Entfernung von ∽ 1,50 m vom Stabende ausbog. Die zwei übrigen Stäbe wurden nur unterhalb der Proportionalitätsgrenze beansprucht.

Diese amerikanischen Versuche galten vor allem dem Verhalten und der Beschaffenheit des Materials, insbesondere der Feststellung der Elastizitäts-, Proportionalitäts- und Bruchgrenzen, ferner den Längs- und Querdehnungen bei den einzelnen Laststufen, der Kraftübertragung und Kraftverteilung in Bolzennähe. Der eigentliche Zweck war also nicht die Untersuchung der Vergitterungen an sich, sondern vielmehr die Feststellung des Verhaltens des gesamten Druckstabes. Demgegenüber sollten die von mir vorgenommenen Versuche besonders dem Verhalten der Vergitterung gelten. Deshalb sollte der Stab nur in Richtung der Materialachse ausknicken, mußte also in Richtung der freien Achse festgehalten werden, wodurch bei der Querschnittsbemessung eine wesentliche Verringerung des Trägheitsmomentes in Bezug auf die Materialachse möglich wurde. Im übrigen schließen sich die Versuche, abgesehen von den Stababmessungen und den Stabquer-

[1]) Nähere Angaben siehe „Transactions of the American Society of ivil Engineers", Jahrg. 1911, „Tests of large steel Columns by James . Howard".

schnitten, an die amerikanischen an, besonders was die Druckübertragung und Knotenblechanordnung betrifft. Die doppelteiligen Stäbe waren mit Flacheisen vergittert und an beiden Enden mit doppelten Knotenblechen versehen, so daß sie etwa einer Druckdiagonalen einer Fachwerkbrücke entsprachen.

Zur Untersuchung kamen zwei Druckstäbe mit gleichen Querschnittsflächen $F = 27{,}48$ cm² und gleichen Trägheitsmomenten $J_x = 516$ cm⁴ und $J_y = 914$ cm⁴. Sie unterschieden sich jedoch dadurch voneinander, daß bei dem einen Stab A die beiden Querschnittshälften außen an die Knotenbleche angeschlossen wurden, während sie beim anderen Stab B innerhalb derselben lagen (Abb. 1 u. 2). Die Stäbe sind mittels Gelenkbolzen so in die Druckmaschine eingespannt worden, daß ein Ausknicken nur um die freie Achse, also nicht um die Gelenkachse, möglich war. Zu dem Zweck war eine zwangsläufige Führung der Stäbe ungefähr in Stabmitte derartig notwendig, daß ein Ausknicken um die Materialachse zwar verhindert, eine Bewegung senkrecht hierzu aber möglichst wenig gestört wurde. Ohne diese Führung wäre die Ausbiegung in Richtung der Materialachse erfolgt, da J_x bedeutend kleiner als J_y und außerdem keine Einspannung in Richtung der Materialachse infolge des Gelenkbolzens vorhanden war. Die Stablängen von Bolzenmitte bis Bolzenmitte betrugen 4 m. Die Querschnittsausbildung der beiden Stäbe zeigen die Abb. 1a und 2a. Eine schematische Darstellung der Druckübertragung durch die dabei verwandte Werdersche Prüfungsmaschine von 100 t Druckkraft gibt die Abb. 3. Die Hauptteile sind: Querbalken W, Platten p und p_1, Unterlagschiene D, Zugstangen S_1 und S_2, Sättel Z und Gußstück G. Die Wirkungsweise dürfte bekannt, bzw. aus der Abbildung leicht zu ersehen sein. Die Platten p und p_1 wurden nach leichter Einspannung des Stabes durch vier Schraubenbolzen festgelegt, so daß sie keine Drehung ausführen konnten.

Tabelle 1.

Spannungen in Stab 1.

Stabkraft in t	Ablesungen				Spannungen in kg/cm²				Bemerkungen
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
1	—	—	—	—	36	36	36	36	Vorversuchsreihe zum Einrichten des Stabes.
3	5,9	5,0	4,1	4,2	129	115	101	102	
1	—	—	—	—	36	36	36	36	
3	5,2	5,0	5,0	3,7	118	115	115	94	
5	10,8	9,6	9,2	7,5	206	188	181	154	
1	—	—	—	—	36	36	36	36	
7	16,1	15,6	14,0	10,6	290	282	257	203	
9	22,5	22,6	18,2	14,6	391	392	323	266	
11	27,3	26,8	22,7	18,4	466	479	394	326	
13	32,3	32,3	28,0	23,2	546	546	478	402	
15	37,3	37,2	33,2	28,2	623	622	544	482	
17	42,6	40,8	38,0	31,8	707	681	636	538	
20	50,3	47,8	45,7	38,9	829	791	756	649	
22	55,3	52,8	51	43,8	909	868	841	728	
25	62,7	60,3	58,8	51,2	1024	988	963	844	
1	—	—	—	—	36	36	36	36	Eigentliche Versuchsreihe.
5	11,00	11,2	8,2	6,6	210	213	165	140	
10	23,8	24,2	21,7	17,8	412	418	378	317	
15	36,4	36,4	33,0	30,2	610	610	556	512	
20	48,5	48,2	47,0	41,8	801	796	776	696	
25	61,2	61,2	61,2	53,8	1001	1001	1001	884	
30	72,6	73,0	74,0	67,0	1179	1186	1203	1092	
35	83,1	81,0	88,0	80,0	1346	1313	1423	1296	
40	95,6	91,0	103,0	93,6	1544	1471	1656	1511	
45	109,1	99,0	118 0	105,4	1756	1596	1896	1696	
50	122,6	103,0	136,0	110	1966	1661	2176	1771	
55	139,6	102,0	158,0	117	2236	1646	2526	1878	

Gemessen wurden die Spannungen und Durchbiegungen der Stäbe; die ersteren mittels Spiegelapparate an vier Punkten eines Querschnittes in der Stabmitte, die letzteren durch Zeigerapparate, die an acht Zwischenstellen des Stabes in gleichen Abständen angebracht wurden. Die Änderungen der Winkelgrößen konnten leider nicht gemessen werden, da entsprechende Apparate nicht vorhanden waren. Die Spiegelapparate wurden an den in der Abb. 4a und 4b eingezeichneten vier Stellen I, II, III u. IV des Stabquerschnittes angebracht. Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen und die daraus errechneten Spannungen für Stab 1 sind in Tabelle 1 zusammengestellt; die Vorversuchsreihe diente zum Einrichten des Stabes, aus ihr wurde neben anderem der Elastizitätsmodul E bestimmt. Die linken vier Spalten geben die Ablesungen der Dehnungen wieder, die rechten die daraus errechneten Spannungen. Die Ergebnisse der eigentlichen Versuchsreihen sind in den Abb. 5 für den Stab 1 mit innenliegenden Knotenblechen graphisch aufgezeichnet. Ähnliche Ergebnisse lieferte der Stab 2 mit außenliegenden Knotenblechen.

Will man aus den Spannungslinien auf die Durchbiegunge[n] folgern, so sagt die Abb. 5 für den Stab 1 folgendes: Bis zu de[r] Belastung von etwa 30 t ist die linke Stabhälfte mehr belaste[t] als die rechte, der Stab wird also das Bestreben haben, nac[h] rechts auszubiegen. Die Spannungen in der linken Stabhälft[e] sind oben und unten gleich, es liegt also keine Tendenz de[s] Stabes vor, sich in vertikaler Richtung zu verbiegen, d. h. di[e] linke Stabhälfte ist gut gerade gerichtet, so daß sich keine Zu[-] satzspannungen aus lotrechter Verbiegung ergeben. Die recht[e] Stabhälfte dagegen liefert für III höhere Werte als für IV[;] der Stab sucht sich also nach unten zu verbiegen. Das Auftrete[n] biegender Momente in lotrechter Richtung ist möglich, wen[n] auch der Stab in der Mitte nach dieser Richtung hin festgehalte[n] ist, so daß ein Ausknicken nicht zustande kommen kann; e[s] liegen eben die beiden Gelenkpunkte und der Symmetriepunk[t] in Stabmitte nicht genau in einer Geraden. Von 35 t bis z[u] 55 t Belastung kehrt das Verhältnis um, es wird die recht[e] Stabhälfte mehr belastet als die linke, die Ausbiegung de[s] Gesamtstabes erfolgt also nach links. Die Ausbiegung de[r] Einzelstäbe in lotrechter Richtung geschieht in entgegen[-] gesetzter Weise und in verschiedener Richtung, die linke Stab[-] hälfte geht nach oben, die rechte nach unten. Die Bindunge[n] bestehen nur aus Flachblechen, hindern also nicht wesentlic[h] eine solche Ausbiegung.

Analoge Betrachtungen gelten für Stab 2. Auch hi[er] kann man schon aus dem Verlauf der Spannungslinie ein[e] teilweise Umkehr der Ausbiegung des Stabes erkennen[.] Die Vorgänge traten aber nicht so klar in die Erscheinun[g] wie bei Stab 1.

Tabelle 2.

Durchbiegungen des Stabes 1.

Kraft in t	Durchbiegung der Punkte in mm							
	a	b	c	d	e	f	g	h
1	—	—	—	—	—	—	—	—
5	+ 0,07	+ 0,13	+ 0,32	+ 0,27	+ 0,21	+ 0,23	+ 0,20	+ 0,0
10	+ 0,0	+ 0,09	+ 0,29	+ 0,30	+ 0,24	+ 0,25	+ 0,20	+ 0,0
15	— 0,08	0,0	+ 0,23	+ 0,25	+ 0,19	+ 0,21	+ 0,17	— 0,0
20	— 0,17	— 0,11	+ 0,04	+ 0,19	+ 0,15	+ 0,15	+ 0,08	— 0,0
25	— 0,26	— 0,36	— 0,06	+ 0,11	+ 0,10	+ 0,07	+ 0,05	— 0,1
30	— 0,37	— 0,50	— 0,22	— 0,05	— 0,05	— 0,08	— 0,08	— 0,1
35	— 0,60	— 0,76	— 0,56	— 0,44	— 0,35	— 0,35	— 0,27	— 0,2
40	— 0,86	— 1,07	— 0,80	— 0,73	— 0,67	— 0,60	— 0,42	— 0,2
45	— 1,06	— 1,28	— 1,02	— 1,03	— 0,85	— 0,77	— 0,52	— 0,3
50	— 1,30	— 1,58	— 1,31	— 1,39	— 1,00	— 1,03	— 0,63	— 0,3
55	— 1,67	— 2,16	— 1,87	—	— 1,55	— 1,45	— 0,89	— 0,4
60	— 3,8	— 3,2	— 3,5	— 3,5	— 3,4	— 2,8	— 1,8	— 1,0

Eine bessere Einsicht in die Biegebewegungen der Stäbe geben die in den Abb. 6a, 6b, 7a, 7b graphisch dargestellten Durchbiegungen; zahlenmäßig sind die Werte für den Stab 1 in der Tabelle 2 zusammengestellt.

Beide Stäbe wurden stufenweise von 5 t bis zu 60 t in Intervallen von je 5 t belastet und die Durchbiegungen an acht Zwischenstellen des Stabes gemessen. Die Abb. 6a und 6b zeigen die Durchbiegungen des Stabes 1. Er bog bei einer Be-

Abb. 6a. Durchbiegungen des Stabes 1 bei Belastungen von 1 t bis 25 t.

Abb. 6b. Durchbiegungen des Stabes 1 bei Belastungen von 25 bis 60 t.

astung von 5 t auf seiner ganzen Länge nach derselben Seite aus, ging dann bei steigender Belastung mit seinen Enden nach der Bezugsachse zurück, um schließlich bei weiterer Belastung nach der entgegengesetzten Seite hin auszuschlagen und zu knicken. Die Stabform ging also von er Form eines Wellentales zu einem Wellental und zwei Wellenbergen über, um schließlich das Wellental ganz verschwinden zu lassen.

Noch mehr macht sich diese Eigenart der Ausbiegung ei Stab 2 bemerkbar, wo eine noch stärkere und ausgesprochenere Ausbiegung des Stabes in dem Intervalle von bis 20 t nach der einen Seite hin stattfindet, um erst bei einer Kraft von 25 t nach der entgegengesetzten Seite hin auszubiegen und zu knicken. Die Ausbiegungen von zwei Zwischenpunkten d und g wurden getrennt herausgezeichnet (Abb. 8 u. 9) nd zwar zum besseren Vergleich die analogen Punkte der beiden Stäbe in einem einzigen Diagramm. Die Abbildungen zeigen deutlich, wie die Stabachse zunächst nach der einen Seite ausbiegt, dann umkehrt, um nach der entgegengesetzten Seite auszuknicken.

Noch einige Worte seien über das Verhalten der Bindungen gesagt. Wie aus den Abb. 1b und 2b zu ersehen, sind als Bindungen Diagonalvergitterungen angewandt worden. Die Diagonalen bestehen aus Flachblechen 25×5 mm² und sind mittels Schrauben Dmr. 10 an die Gurtungen angeschlossen. In beiden Versuchsstäben ist die Teilung $\lambda = 200$ mm angewandt, so daß die Diagonalrichtung bei Stab 2 steiler ist als bei Stab 1 und die Knicklänge bei 2 größer als die bei 1. Die Berechnung des Gesamtstabes ergibt bei einem $\lambda = 69{,}3$ nach Tetmajer eine Knickkraft von $P_k \backsim 63$ t. Bei 60 t Belastung, also etwas unterhalb unter der Knickbelastung, bogen beide Stäbe im ungefähren Abstande $1/4$ von dem Gelenke aus gerechnet aus. Den Anlaß für das frühzeitige Ausknicken gaben die Vergitterungen, die teilweise ausknickten, teilweise die Schrauben abscherten. Die Abbildungen 10a bis c und 11a bis c zeigen das eine der Ausbiegung zunächst liegende Ende von den verschiedenen Seiten.

Bei gelenkiger Lagerung tritt die maximale Querkraft beim Ausbiegen des Stabes an den Stabenden auf, wo auch die Diagonalvergitterungen zuerst überbeansprucht werden. Daß hier die Zerstörung in $1/4$ geschah, hatte seinen Grund in der Einspannung durch die Knotenbleche, wodurch die maximale Querkraft nach der Mitte zu verschoben wurde. Auch durch Versuche des Eisenbauverbandes wurde festgestellt, daß ein Stab bei Druckbelastung zuerst nach der einen, dann nach der anderen Seite hin ausbiegen kann und daß dann erst Zerstörung durch Knickung eintritt.

Zimmermann[2]) hat theoretisch die Möglichkeit einer solchen Ausbiegung nachgewiesen, sofern Fehlerhebel und Pfeil der Anfangskrümmung in einem bestimmten Verhältnis zu einander stehen. Für diesen Fall können dann Stäbe mit den verschiedensten Krümmungen die von Euler und Lagrange nur für gerade Stäbe aufgestellten Knickbedingungen erfüllen. Die Fehlerhebel müssen nach seiner Berechnung kleiner sein als der Pfeil der Anfangskrümmung. Diese Bedingung ist in dem vorliegenden Fall erfüllt, wie durch Näherungsrechnung leicht nachzuweisen ist. Infolge Verbiegung der Stabachse, suchen sich die Stabenden schräg einzustellen, werden aber durch die Knotenbleche daran gehindert. Dadurch erhält das eine auf der Seite der Ausbiegung liegende Knotenblech größere Belastungen als das andere und die Resultierende beider Knotenblechkräfte wirkt nach derselben Seite hin, nach der die Anfangsausbiegung vorhanden ist. Diese zu errechnende Exzentrizität ist kleiner als die anfängliche Ausbiegung.

In diesem Falle addieren sich also die Druckspannungen und Biegespannungen in ihrer Wirkung, so daß man für die Berechnung der Randspannungen die Druckbiegungsgleichung zur Anwendung bringen kann[3]). Rechnet man mittels derselben die Randspannung aus, so wird $\sigma_k = \frac{P_k}{F}\left(1 + \frac{f\,F}{W}\right)$. Unter Zugrundelegung eines $\sigma_k = 4000$ kg/cm² kann man die Werte P_k für ein bestimmtes f errechnen; die daraus erhaltenen Werte stimmen ziemlich genau mit den gemessenen Werten überein; so erhält man z. B. für ein P_k von 60 t bei Stab 1 eine gemessene Ausbiegung $f = 3{,}5$ cm und eine errechnete von 3,2 cm.

Wie schon in der Einleitung erwähnt, konnten die Versuche aus Mangel an Mitteln zu keinem endgültigen Abschluß geführt werden und weisen daher manche Lücke auf. Aber wenn auch kein endgültiges Bild daraus zu entnehmen ist, wurden sie doch mit Rücksicht auf ihre Verwertung bei späteren

---

[2]) Vgl. Zimmermann, Sitzungsbericht d. Preuß. Akademie d. Wiss. 1923, Heft XXIII und XXV.

[3]) Vgl. Engesser, Zeitschr. d. Arch. u. Ing. Ver. Hannover, 1882, H. 4. — Kayser, Eisenbau 1910, S. 141, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1912, S. 121. — Müller-Breslau, Eisenbau 1911, S. 339. — Schnapp, Zentralblatt d. Bauverwaltung 1915, S. 309.

Versuchen veröffentlicht. Für solche möchte ich nach den gemachten Erfahrungen noch einige Richtlinien vorschlagen:

Es ist meines Erachtens bei der Durchführung von Druckversuchen nicht nötig, die Versuchsstäbe denjenigen der Praxis in Größe und Dimension gleich zu machen und entsprechend große Kräfte zu benutzen, sondern man kann brauchbare Resultate mit kleineren Modellstäben und entsprechend kleineren Kräften, aber feineren Messungen erzielen. Da man praktisch außer der reinen Druckkraft in fast allen Fällen mit gewissen biegenden Momenten zu rechnen hat, so liegt es nahe, die Berechnung von Druckstäben auf zusammengesetzte Festigkeit aufzubauen, also die Druckbiegungsgleichung anzuwenden[4]). Bei Anwendung dieser Gleichung kann man sich von der Eulergleichung, deren begrenzte Gültigkeit bekannt ist, frei machen und den unlogischen und unbequemen Unterschied in der Berechnung kurzer und langer Stäbe fallen lassen. Die Druckbiegungsgleichung schließt die Eulergleichung in sich ein.

Bei der Durchführung von neuen Versuchen sollte der Wert nicht in erster Linie auf die Ermittelung der Bruchlast gelegt werden, sondern es sollten zahlreiche Spannungs- und Durchbiegungsmessungen, auch Winkeländerungsmessungen an geeigneten Stellen des Stabes bei Belastungen unterhalb der Proportionalitätsgrenze vorgenommen werden. Ein Vorteil dieser Belastung unterhalb der Proportionalitätsgrenze des Materials ist der, daß man denselben Stab für wiederholte Ve[r]suche benutzen und die gewonnenen Ergebnisse durch späte[re] Versuche ergänzen kann. Auf jeden Fall ist die Feststellung de[r] Zunahme der Spannungen bei verschiedenen Laststufen a[n] möglichst vielen Stellen des Stabes besonders wichtig.

Sollte zur Feststellung des Sicherheitsgrades gegen Bruc[h], was ich nicht für unbedingt notwendig halte, eine weite[re] Prüfung der Stäbe wünschenswert sein, so könnte man einzel[ne] der verwendeten Druckstäbe auch bis zum Bruch belasten u[nd] hierbei durch weitere Verfolgung der Spannungsmessung[en] und der Änderungen der Winkelgrößen Schlüsse auf das V[er]halten des Stabes unter höheren Lasten ziehen und die früh[er] gewonnenen Ergebnisse ergänzen.

Sollen auch Biegeversuche durchgeführt werden, [so] empfiehlt es sich nicht, wie es von Bach vorgeschlagen word[en] ist, ein konstantes Biegungsmoment am Stabende einzuleite[n], weil in diesem Falle im mittleren Teile des Stabes Querkrä[fte] nicht auftreten und folglich keine Möglichkeit vorhanden i[st], das Verhalten der Vergitterung und der Schottenbleche [zu] prüfen. Man kann vielmehr die Biegeversuche, wie ich [es] früher vorgeschlagen habe (vgl. Zeitschr. des V. D. I. 19[17] S. 92), in der Weise durchführen, daß man senkrecht zur St[ab]achse den Stab in der Mitte durch eine kleine Kraft Q belas[tet] und aus der gemessenen Durchbiegung auf den Biegun[gs]widerstand R und das Verhalten des Gitterwerks und der Bin[de]bleche Schlüsse zieht. Auch hierbei sind Spannungsmessung[en] und Winkelmessungen an geeigneten Stellen zweckmäßiger [als] die ausschließliche Feststellung der Bruchlast. Der gefund[e]...

Abb. 7a. Durchbiegungen des Stabes 2 bei Belastungen von 1 t bis 25 t.

Abb. 7b. Durchbiegungen des Stabes 2 bei Belastungen von 25 t bis 60 t.

Abb. 8. Ausbiegungen des Punktes d der Stabachse.

Abb. 9. Ausbiegungen des Punktes g der Stabachse.

4) Vgl. Kayser, Zeitschr. d. V. D. Ing. 1917, S. 92.

Wert R ermöglicht es gleichzeitig, den Abminderungskoeffizienten μ in der erweiterten Eulergleichung

$$R = \mu \cdot \frac{\pi^2 E J}{l^2}$$

für teilweise Einspannung festzustellen.

Zum Schlusse sei hier noch auf einen Weg zur Bestimmung

Abb. 10 a.

Abb. 10 b.

Abb. 10 c.

Abb. 10. Ausgeknickter Stab A.

der Knickfestigkeit hingewiesen, der auf dynamischer Grundlage aufgebaut ist. Der Biegungswiderstand oder die Knickkraft R ist[5])

$$R = 0{,}2 \frac{Q\,l}{f},$$

wenn Q eine in Stabmitte angreifende, den Stab auf Biegung beanspruchende Kraft, l die Länge des Stabes und f die Durchbiegung des Lastangriffspunktes bedeutet.

Der Wert $\frac{Q}{f}$ kann zweckmäßig und sehr genau mit Hilfe der Dynamik bestimmt werden; die Schwingungen können auf verschiedene Weise erzeugt werden, am besten durch eine auf Balkenmitte stehende in Rotation versetzte Scheibe, die exzentrisch belastet ist. In dem Werte $\frac{Q}{F}$, der sogenannten Rückstellkraft, sind sämtliche Stabeigenschaften, insbesondere der Knickwiderstand und der Einspannungsgrad enthalten. Unter gewissen vereinfachenden Annahmen, z. B. einer in Balkenmitte konzentrierten, der tatsächlichen Masse in ihrer Wirkung gleichen Balkenmasse und eines sonst gewichtslosen Stabes liefert die Auflösung der für die schwingende Bewegung aufgestellten Differentialgleichung die Beziehung: $\frac{Q}{f} = m\,\omega_r^2$. Die Rückstellkraft erscheint demnach als Funktion der reduzierten Masse m und der Winkelgeschwindigkeit ω_r. Die Einflüsse des Einspannungsgrades usw. sind dabei in der reduzierten Masse m enthalten, die sich aus der tatsächlichen Masse mittels bekannter Beziehungen errechnet, während ω_r jeweils gemessen werden kann.

Praktische Versuche haben die Richtigkeit dieser Beziehungen vollauf bewiesen und gezeigt, daß mit verhältnismäßig einfachen Mitteln versuchstechnisch die Einspannungsgrade und die

Abb. 11 a.

Abb. 11 b.

Abb. 11 c.

Abb. 11. Ausgeknickter Stab B.

Knicksicherheitsgrade von Stäben an fertigen Bauwerken auf diesem Wege ermittelt werden können[6]).

Diese Methode dürfte in Zukunft wohl mehr als bisher Beachtung finden und wesentlich weniger Kosten verursachen, als die bisher üblichen Verfahren, da der verwendete Stab nicht bis zum Bruche belastet zu werden braucht, also oftmals verwendet werden kann. Auch ist hier ohne weiteres die Möglichkeit gegeben, an fertigen Bauwerken diese Messungen vorzunehmen, so daß man ohne besonders angefertigte Versuchsstücke arbeiten kann.

STRASSENBRÜCKE ÜBER DIE ISAR BEI UNTERFÖHRING.

Ausgeführt von Dyckerhoff & Widmann A. G., Niederlassung Nürnberg-München.

Das Bauwerk wäre an sich gewiß nicht als so bedeutungsvoll anzusprechen, um in einer Fachzeitschrift bekanntgegeben zu werden, wenn nicht einige Besonderheiten, welche den Entwurf bestimmten und welche bei der Ausführung zu beachten waren, schließlich doch einige Aufmerksamkeit auf sich lenken würden.

Die Brücke bildet einen Bestandteil der Abwasseranlagen für die Stadt München, welche von dieser gemeinsam mit der Mittleren Isar A.-G. ausgebaut werden. Das aus der Kläranlage am linken Isarufer abfließende geklärte Wasser fließt unter der Isar in einem Düker, bestehend aus 2 Rohren von je 180 cm ∅, auf das rechte Ufer und wird dort weiterhin den Fischteichen und dem Werkkanal der Mittleren Isar zugeführt. Um die nötige Verbindung zwischen den links- und rechtsufrigen Anlagen der Mittleren Isar zu schaffen, mußte eine Brücke erbaut werden. Als günstigste Lage ergab sich hierfür naturgemäß die in der Dükerachse, weil dadurch die Gründung für die Brückenpfeiler

[5]) Vgl. H. Kayser, Beziehungen zwischen Druckfestigkeit und Biegungsfestigkeit; Zeitschr. d. Vereins Deutsch. Ing. 1917, S. 92.

[6]) Vgl. Engler, Untersuchung der Knickfestigkeit und des Einspannungsverhältnisses von Balken auf dynamischem Wege. Diss. a. d. T. H. Darmstadt 1920.

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Abb. 1a.

erspart werden konnte. Die Brückenpfeiler nebst der Fahrbahn wurden von der Niederlassung Nürnberg-München der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. hergestellt. Der Düker mit den Widerlagern und den Sockeln für die Brückenpfeiler wurde schon längere Zeit vorher von anderer Seite aus erbaut. Der Überbau war in Eisenkonstruktion vorgesehen und erst in letzter Stunde entschloß sich die Bauherrschaft, die Mittlere Isar A.-G., für die Ausführung in Eisenbeton.

Abb. 1b.

Als Nutzlasten waren anzunehmen Schmalspurfeldbahn mit 12 t Lok.-Gewicht und beliebig viele Wagen von je 4 t Gesamtlast. Außerdem auch noch Lastwagen von 5 t Ladefähigkeit und Menschengedränge von 360 kg/m².

Da man wegen der Art des beim Dükerbau aufgeschlossenen Untergrundes ungleichmäßige Senkung der Pfeiler befürchten mußte, wurden die Fahrbahnträger als Gerberbalken ausgebildet, also statisch bestimmt gemacht. Von den vier Gerbergelenken sind drei fest, eines der Mittelöffnung beweglich.

Die Pfeilersockel und die Betonumhüllung des Dükers waren unter der Annahme ausgebildet, daß der spätere Überbau ein Eisenfachwerk auf Pendelstützen werden sollte. Diesem Umstand Rechnung tragend, wurden nunmehr auch die Eisenbetonpfeiler als Pendelstützen hergestellt. Die für diesen Fall ausreichende Pfeilerstärke von 30 cm hätte auch mit Rücksicht auf den Hochwasserabfluß nicht vergrößert werden dürfen.

Entsprechend der geschilderten konstruktiven Durchbildung der Fahrbahn und der Pfeiler mußten die beiden Landwiderlager verankert werden, um die Standsicherheit der Brücke zu gewährleisten. Durch die bewegliche Ausbildung eines der beiden mittleren Gerbergelenke ist die Ausdehnungsmöglichkeit der Brücke bei Temperaturänderungen in weitgehendem Maße gesichert und dabei eine allenfallsige Rissebildung ausgeschlossen.

Die Lehrgerüste für 18 m Spannweite konnten keine Mittelstützen erhalten, erstens um den H.-W.-Abfluß nicht zu hindern und zweitens, weil eine sichere Befestigung auf dem Betonkörper des Dükers zu kostspielig gewesen wäre. Sie wurden deshalb als vereinigte Spreng- und Hängewerke ausgebildet. Entsprechend der sehr großen Elastizität dieser Konstruktion wurde eine Erhöhung von 5 cm in Balkenmitte gewählt. Es hat sich gezeigt, daß diese Erhöhung gerade noch ausreichte, um nach dem Ausschalen einen Stich von 1—2 cm übrig zu lassen und so das für den Beschauer so unschöne Durchhängen bei zu sehr der Horizontalen sich nähernden Untersichten zu vermeiden.

Wegen der bestehenden H.-W.-Gefahr war es nicht ratsam, alle fünf Öffnungen zugleich einzurüsten. Es wurden zuerst nur drei Gerüste eingebaut und nach deren Entfernen bzw. schon während dieses Vorganges die letzten zwei. Um jedoch bei dieser teilweisen Herstellung eine nicht zu lange Bauzeit zu erhalten, wurde die ganze Brücke in hochwertigem Portlandzement Dyckerhoff-Doppel ausgeführt. Dadurch war es möglich, die Öffnungen jeweils schon nach fünftägigem Erhärten des Betons auszurüsten und das ganze Bauwerk, abgesehen von Arbeitsunterbrechungen infolge H.-W., in 2½ Monaten herzustellen.

Wie berechtigt diese Vorsicht mit Rücksicht auf die H.-W.-Gefahr war, zeigte sich zu einer Zeit, als zwei Öffnungen teilweise eingerüstet waren. Es trat ein seit vielen Jahren in solcher Stärke nicht mehr aufgetretenes Hochwasser von 1121 m³/sek. auf. Durch den nur teilweise erfolgten Gerüsteinbau stellte sich kein gefährlicher Aufstau ein und auch das Gerüst hielt den erhöhten Beanspruchungen, ohne Schaden zu nehmen, Stand.

Nebenstehendes Bild 4 zeigt die Probebelastung. Diese wurde für alle möglichen Fälle und bei den verschiedensten Geschwindigkeiten durchgeführt. Nach sechsstündiger Belastung in ungünstigster Stellung ergab sich eine größte Durchbiegung von 3 mm. Alle Durchbiegungen gingen nach Entlastung restlos zurück.

ZUR PRAKTISCHEN STATIK VON KRANBAHNFUNDAMENTEN.

Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf.

Übersicht. Der statische Charakter von Kranlaufbahnen auf elastischer Bettung und die abweichende Wirkungsweise der Endstrecken gegenüber den Mittelstrecken werden erläutert und Einflußlinien für die statischen Größen der Mittelstrecken gegeben. Sodann wird die Notwendigkeit einer anderweitigen konstruktiven Ausbildung der Endstrecken begründet und Vorschläge hierfür gemacht. Ein Beispiel zeigt die Anwendung.

Die Bemessung von Fundamenten für Kranlaufbahnen und ähnlichen langschwellenartigen Flachgründungen geschieht meist entweder rein empirisch oder aber man sucht mit Hilfe irgendeiner durch nichts gestützten „Druckverteilungs"annahme wenigstens die Bodenpressungen zu ermitteln, ohne weiter auf die manchmal beträchtlichen Momente und Querkräfte des Fundamentkörpers einzugehen. Eine innerhalb der Genauigkeit der grundlegenden Annahmen zutreffende Berechnung von Langschwellen auf elastischer Bettung ist aber ohne besondere Schwierigkeiten möglich; sie ist aus baulichen und wirtschaftlichen Rücksichten um so mehr geboten, als es sich hier oft um Fundamente handelt, die in gleicher Ausführung Hunderte von Metern durchgehen und daher selbst bei sehr eingehender Berechnung nur geringe Projektierungsarbeit verursachen. Die folgende Abhandlung stützt sich großenteils auf die „Theorie der gleichmäßig elastisch gestützten Körper" von Dr. Freund (Beton u. Eisen 1919, S. 105ff.), welche das oft behandelte Problem durch Einführung besonderer Funktionen am übersichtlichsten behandelt, und will durch gebrauchsfertige Zusammenstellung der häufigst benötigten Werte sowie Herausarbeitung einiger für den Entwurf wichtiger Gesichtspunkte und Ergänzungen einen Anreiz zur rationellen Berechnung derartiger Bauwerke bieten.

Zu den in der Theorie des Betons und Eisenbetons überhaupt liegenden Fehlerquellen (Hooke, Navier) tritt hier die Unsicherheit über die Größe der Bettungsziffer E_0, ihre mögliche Abhängigkeit von der Bodenpressung und die Unkenntnis über Größe und Einfluß bleibender Zusammendrückungen (eine Klärung dieser drei Fragen durch Versuche ist dringend erwünscht!). Die infolgedessen gebotene Beschränkung der Genauigkeit bei der Zahlenrechnung ist kein Nachteil, da die zahlenmäßige scheinbare Genauigkeit nichts mit der grundsätzlichen Richtigkeit einer Berechnung zu tun hat.

Zieht man mit einer für vorliegenden Zweck genügenden Genauigkeit die untere Grenze der besonders einfach zu behandelnden „langen" Stäbe im Sinne der Freundschen Untersuchungen S. 161 bei

$$\lambda = m\,l = 2{,}0,$$

wo l die halbe Stablänge und $m = \sqrt[4]{\frac{E_0\,b}{4\,E\,J}}$ ist, so fallen die hier zu behandelnden Fundamente fast durchweg in das

genannte Gebiet. Bezüglich des statischen Verhaltens haben wir beim „langen" Stabe zu unterscheiden zwischen den Mittel- und den Endstrecken. Eine Einzellast auf der Mittelstrecke wird getragen von den Bodenpressungen zu beiden Seiten derselben, das System ähnelt also einem Balken auf zwei Stützen mit nachgiebiger Einspannung; ausschlaggebend sind hier die positiven Biegemomente unter der Last. Einer Last auf dem Ende der Schwelle stehen dagegen nur Bodenpressungen auf einer Seite gegenüber, es ergeben sich demgemäß größere Senkungen (und Pressungen) sowie negative Momente; das System nähert sich dem einseitig eingespannten Balken. Bekanntlich kann in der Mittelstrecke jeder Punkt als „Mittelpunkt" betrachtet werden, da die statischen Größen von λ unabhängig werden. Die Frage nach der Grenze zwischen End- und Mittelstrecken wird beantwortet durch die Abb. 2, wo die unter einer über die Endstrecke wandernden Last auftretenden Pressungen p, Momente M und Querkräfte Q aufgetragen sind. Danach sind bei $\xi = m x = 1{,}0$, wo x der Abstand vom Trägerende, p und Q schon mit größter Genauigkeit als konstant anzusehen, während die Grenze etwa auf $\xi = 2{,}0$ zu verlegen ist, wenn man auch bezüglich der Momente eine entsprechende Genauigkeit fordert. Beispiele werden zeigen, daß im allgemeinen die Endstrecken klein sind gegenüber den Mittelstrecken.

Mittelstrecken. Für eine über die Mittelstrecken wandernde Einzellast lauten die Gleichungen der Einflußlinien für p, Q, M sowie Senkung y und Stabneigung φ auf der positiven Seite der Abszissen:

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{P m}{2 E_0 b}\,\mathfrak{A}, \text{ wo } \mathfrak{A} = \mathfrak{C}\,\xi - \mathfrak{C}'\,\xi + \frac{1}{2}\,\mathfrak{C}''\,\xi \\ p &= \frac{P m}{2 b}\,\mathfrak{A}, \\ \varphi &= +\frac{P m^2}{2 E_0 b}\,\mathfrak{B}, \text{ wo } \mathfrak{B} = -(\mathfrak{C}'\,\xi - \mathfrak{C}''\,\xi + \frac{1}{2}\,\mathfrak{C}'''\,\xi) \\ M &= \frac{P}{4 m}\,\mathfrak{D}, \text{ wo } \mathfrak{D} = \mathfrak{C}\,\xi - \frac{1}{2}\,\mathfrak{C}''\,\xi + \frac{1}{2}\,\mathfrak{C}'''\,\xi \\ Q &= \frac{P}{1{,}6}\,\mathfrak{E}, \text{ wo } \mathfrak{E} = -(0{,}8\,\mathfrak{C}\,\xi - 0{,}4\,\mathfrak{C}'\,\xi + 0{,}2\,\mathfrak{C}'''\,\xi) \end{aligned}\right\} \quad (1$$

wie man aus den Gleichungen X, S. 123 der angeführten Abhandlung ersieht, wenn man dort $\lambda = \infty$ und $\alpha = 0$ setzt. Um die Kurven möglichst mit gleichem Genauigkeitsgrad zu bringen, sind die Beiwerte hier teilweise etwas anders gewählt als in den angeführten Gleichungen. Für negative ξ sind die analytischen Ausdrucke für $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$, $\mathfrak{D}$, $\mathfrak{E}$ etwas anders, doch findet man auch ohne besondere Rechnung durch einfache Überlegungen, wie an der Unstetigkeitsstelle $\xi = 0$ die Kurvenäste aneinanderzusetzen sind. Hat man eine

Abb. 1.

zwischen beliebigen Grenzen des positiven Bereichs wirkende Streckenlast g, so findet man durch Einsetzen von

$$P = g\,dx = \frac{1}{m}\,g\,d\xi$$

in die Gleichungen (1) und Integration:

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{g}{2 E_0 b}\int \mathfrak{A}\,d\xi = \frac{g}{1{,}6 E_0 b}\,\mathfrak{E} \\ p &= \frac{g}{2 b}\int \mathfrak{A}\,d\xi = \frac{g}{1{,}6 b}\,\mathfrak{E} \\ \varphi &= -\frac{g m}{2 E_0 b}\int \mathfrak{B}\,d\xi = \frac{g m}{2 E_0 b}\,\mathfrak{A} \\ M &= \frac{g}{4 m^2}\int \mathfrak{D}\,d\xi = \frac{g}{8 m^2}\,\mathfrak{B} \\ Q &= \frac{g}{1{,}6 m}\int \mathfrak{E}\,d\xi = \frac{g}{4 m}\,\mathfrak{D} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (2$$

Das Aneinandersetzen der Kurvenäste bei $\xi = 0$ für die Summeneinflußlinien erfolgt in der gleichen Weise mit Ausnahme der Kurve $\mathfrak{E}$, welche durch $\mathfrak{E}'$ zu ersetzen ist; wenn man also durch das Zeichen Δ die Bildung des bestimmten Integrals in den gegebenen Grenzen andeutet, wird nunmehr ohne Behinderung durch die Unstetigkeitsstelle:

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{p}{E_0} = \frac{g}{1{,}6 E_0 b}\,\Delta\,\mathfrak{E}' \\ \varphi &= \frac{g m}{2 E_0 b}\,\Delta\,\mathfrak{A} \\ M &= \frac{g}{8 m^2}\,\Delta\,\mathfrak{B} \\ Q &= \frac{g}{4 m}\,\Delta\,\mathfrak{D} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3$$

Für eine sich links und rechts sehr weit ausdehnende Streckenlast werden demnach sämtliche Wirkungen mit Ausnahme von y und p zu Null.

Frage des Abhebens. Wenn negative Bodenpressungen nicht aufgenommen werden können, ist nach B. u. E. 1919, S. 163 die wirksame Trägerlänge unter einer Einzellast in der Mitte $2\lambda' = \pi$; die etwa überstehenden Enden heben sich ab. Ein Träger mit $\lambda > \frac{\pi}{2}$ ohne Eigengewicht, insbesondere jeder „lange" Träger wird infolgedessen bei Beanspruchung durch eine Einzellast stets klaffen. Der durch das Eigengewicht erzeugte Bodendruck muß also die größte unter der Belastung auftretende negative Pressung mindestens ausgleichen. Dies ermöglicht die folgende Ableitung einer Überschlagsformel: Ist h die Fundamenthöhe, wobei etwaige Erdauflast auf Beton reduziert ist (s. Abb. 3), so ist die hieraus folgende Pressung etwa 2,2 h in m und t; andererseits ist lt. Abb. 1 die größte negative Pressung $0{,}05\,\frac{P\,m}{2\,b}$, so daß

Abb. 3.

$$2{,}2\,h > 0{,}025\,\frac{P\,m}{b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4$$

Abb. 2.

In Anbetracht der Unsicherheit nicht nur von E_0, sondern uch von E kann man für normalen Boden rund annehmen:

$$\frac{E}{E_0} \cong 100 \text{ Meter},$$

o daß mit $\frac{J}{b} = \frac{h^3}{12}$ aus (4) wird:

$$h > \frac{0{,}025}{2{,}2}\,\frac{P}{b}\cdot\sqrt[3]{\frac{12}{400\,h^3}},$$

$$\text{oder}\quad \sqrt[4]{h^7} > \sim \frac{1}{200}\,\frac{P}{b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (6$$

Etwaige nahe beieinander stehende Lasten, z. B. eines Balanciers, können, etwas zu ungünstig rechnend, in obiger Formel als Einzellast eingesetzt werden. Die u. U. mögliche Interferenz der aus benachbarten Portalstützen resultierenden negativen Pressungen ist nur von Bedeutung, wenn der Abstand $x = \frac{\xi}{m}$ derselben in der Umgebung des Wertes $\frac{2\pi}{m}$ liegt, wie man aus Abb. 1 ersieht; er ist aber in den meisten Fällen erheblich größer.

Endstrecken. Einflußlinien für die statischen Größen ließen sich auch hier ohne Schwierigkeiten ableiten, doch ändert sich deren Form im Gegensatz zu den Mittelstrecken mit jedem Querschnitt. Trotzdem können einige für die Konstruktion dienliche Hilfsmittel abgeleitet werden. Die unmittelbar unter einer Einzellast auftretenden y, p, M und Q lauten zufolge B. und E. 1919 S. 124:

$$p = E_0\,y = \frac{P\,m}{2\,b}\,[4\,\mathfrak{C}^2\xi - 2\,\mathfrak{C}\xi'\,\mathfrak{C}\xi + 2\,\mathfrak{C}\xi\,\mathfrak{C}'''\xi - {}^1\!/_2\,\mathfrak{C}''\xi\,\mathfrak{C}'''\xi + {}^1\!/_2\,\mathfrak{C}'''^2\xi] \quad \ldots (7$$

$$M = -\frac{P}{8\,m}\,[(4\,\mathfrak{C}\xi + \mathfrak{C}'''\xi)\,\mathfrak{C}''\xi - 4\,(\mathfrak{C}\xi + {}^1\!/_2\,\mathfrak{C}'''\xi)\,\mathfrak{C}'\xi] \quad \ldots (8$$

$$Q = -\frac{P}{8}\,[(4\,\mathfrak{C}\xi + \mathfrak{C}'''\xi)\,\mathfrak{C}'''\xi + 8\,\mathfrak{C}^2\xi + 2\,\mathfrak{C}'\xi\,\mathfrak{C}'''\xi - 4(\mathfrak{C}\xi + {}^1\!/_2\,\mathfrak{C}'''\xi)\,\mathfrak{C}''\xi] \quad \ldots (9$$

wo jetzt die ξ vom Trägerende aus gezählt werden. Die Werte sind in Abb. 2 in der Form:

$$\left.\begin{aligned} p &= E_0\,y = \frac{P\,m}{2\,b}\,\mathfrak{F} \\ M &= \frac{P}{8\,m}\,\mathfrak{G} \\ Q &= \frac{P}{2}\,\mathfrak{H} \end{aligned}\right\} \quad (10$$

aufgetragen.

Für M und Q sind dies gleichzeitig die Größtwerte überhaupt. Bezüglich y und p ersieht man aus der Abb. 2, daß sie bei einer Lastabszisse $\beta > 1{,}0$ konstant bleiben. Für das Intervall $\frac{\pi}{4} < \beta < 1{,}0$ hat Dr. Freund gezeigt, daß dort die Größtsenkung nicht wesentlich von der Senkung unter der Last abweicht, während sie für $\beta < \frac{\pi}{4}$ ans Trägerende rückt. Die Gleichung für die Größtsenkung im Bereich $0 < \beta < 0{,}78$ lautet daher wegen $\xi = 0$:

$$p' = \frac{P\,m}{2\,b}\,(4\,\mathfrak{C}\beta - 2\,\mathfrak{C}'\beta + \mathfrak{C}''\beta)$$

und ist in der Form

$$p' = \frac{P\,m}{2\,b}\,\mathfrak{F}' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (11$$

aufgetragen. Die Stellungslinie (Ort ξ der Wirkung als Funktion vom Ort β der Ursache) ist für $\beta > 1{,}0$ eine (unter 1 : 1 geneigte) Gerade und erreicht bei $\beta = \frac{\pi}{4}$ den Wert $\xi = 0$.

Von Interesse ist ferner das an den Trägerenden wegen der eingangs erwähnten Konsolwirkung erheblich anwachsende negative Größtmoment; dasselbe liegt um einen Betrag $\xi - \beta$ von der Laststelle trägereinwärts, und zwar da, wo $Q = 0$ ist. Für die Mittelstrecke ist demnach $\xi - \beta = \frac{\pi}{2}$, wie sich aus Abb. 1 ersehen läßt. Für Laststellung am Trägerende, $\beta = 0$, läßt sich ebenfalls aus der Bedingung

$$Q = 0 = \mathfrak{C}''' \xi + 2 \mathfrak{C} \xi - \mathfrak{C}'' \xi; \quad \xi - \beta = \xi = \frac{\pi}{4}$$

bestimmen. Für dazwischen gelegene Werte von β aber ist die implizite Gleichung

$$Q = 0 = f(\xi, \beta)$$

nicht nach ξ auflösbar, so daß aus der Gleichung

$$M = -\frac{P}{8\,m}\left[(4\,\mathfrak{C}\beta + \mathfrak{C}'''\beta)\,\mathfrak{C}''\xi - 2\,\mathfrak{C}\beta\,\mathfrak{C}'''\xi + 2\,\mathfrak{C}'''\beta\,\mathfrak{C}\xi - 4\left(\mathfrak{C}\beta + \frac{1}{2}\,\mathfrak{C}'''\beta\right)\mathfrak{C}'\xi\right]$$

für eine Reihe verschiedener β der Wert $\max(-M) = M'$ als Hüllkurve und ξ durch Abgreifen bestimmt werden muß. Das Ergebnis ist in der Form:

$$M' = \frac{P}{8\,m}\, y' \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (12$$

in Abb. 2 eingetragen.

Für die konstruktive Ausbildung der Endstrecken ergeben sich aus dem Vorhergehenden die folgenden Schlüsse: Sind die Abmessungen eines Fundamentes für die Mittelstrecke gerade ausreichend gewählt, so genügen sie für die Endstrecken nicht. Dem Anwachsen von M' und Q ließe sich zwar durch erhöhte negative und Schubbewehrung begegnen; die bis zum 4fachen Betrage anwachsende Bodenpressung verlangt aber unbedingt eine andere Ausbildung; etwa sich hieraus ergebende Patentansprüche behält Verf. sich vor. Als Endstrecke ist natürlich auch die Umgebung der Temperaturfugen zu betrachten, sofern diese durch stumpfen Stoß gebildet werden, d. h. wenn dort $N = M = Q = 0$ ist.

Ein recht einfaches Mittel, um der Konsolwirkung in den Endstrecken zu entgehen, besteht in der Verlängerung der Schwelle über die geforderte Nutzlänge hinaus um ein Maß $x = \frac{\xi}{m} = 1{,}0$, so daß also nur die Mittelstrecke Last erhält. Die Strecke x fällt im allgemeinen gegenüber der Nutzlänge kaum ins Gewicht, so daß eine derartige Lösung oft billiger ist als die weiter unten angedeuteten Möglichkeiten. Bei beschränktem Raum ist sie natürlich nicht verwendbar, ebenso nicht bei Temperaturfugen.

Letztere könnten u. U. so ausgebildet werden, daß nur die Normalkraft N, nicht aber M und Q dort zu null werden, siehe Abb. 4. Hierdurch wäre der Forderung des Temperatur- und Schwindspannungsausgleichs Genüge getan, während der statische Charakter der Mittelstrecke über sämtliche Fugen hinweg gewahrt bliebe. Doch ist die konstruktive Durchführbarkeit unsicher.

Abb. 4.

Eine andere Möglichkeit besteht in der Verbreiterung der Endstrecken, wodurch eine größere Bodenfläche zum Tragen herangezogen wird. Ferner können durch Vergrößerung der Trägersteifigkeit J und damit verminderte Krümmung desselben weiter trägereinwärts gelegene Strecken zum Tragen der Endlasten gezwungen und dadurch ein Ausgleich der Spitzen in der p-Linie herbeigeführt werden. Man kommt so auf eine schwalbenschwanzartige Verbreiterung der Trägerenden.

Eine Berechnung oder auch nur Schätzung des Kräftespiels bei einer derartigen Ausbildung der Schwelle ist nach den bisher vorliegenden Rechnungsverfahren nicht möglich; die Berücksichtigung der veränderlichen Größen b und J so evtl. in einem späteren Aufsatz behandelt werden.

Auch eine Sicherung der Endpunkte durch Pfähle is denkbar; eine Berechnung dieser Ausbildung ist ohne Schwierig keit möglich, wenn man von elastischen oder bleibende Senkungen der Pfähle sowie von bleibenden Bodensenkungen welche ein Freihängen des Fundaments in der Umgebun der Pfähle bedingen würden, absieht.

Eine Bekanntgabe von Beobachtungen an den En strecken rationell konstruierter Laufbahnen könnte wer volle Ergänzungen zu dem vorstehend angeschnittenen Proble der Endstrecken liefern.

Eine Bestätigung der hier auf rechnerischem Wege g zogenen Schlüsse über die Notwendigkeit einer Verstärkun der Endstrecken bietet die in Amerika durch planmäßige Versuche als notwendig erkannte Verstärkung der Randzonen von Betonstraßen, welche als elastisch gelagerte Platten mit Einzellast das räumliche Analogon zu den hier behandelte elastisch gelagerten Balken unter Einzellast bilden.

Abb. 5.

Beispiel:

Für den nebenstehenden Querschnitt einer in Eisenbeton auszuführenden Kranlaufbahn von 50 m Nutzlänge mit hochwasserfreiem Kabelkanal wurde das Trägheitsmoment unter Vernachlässigung des Kanals zu $J = 0{,}385\ m^4$ ermittelt; die Bodenziffer werde zu $E_0 = 14\ kg/cm^2$ angenommen, so daß mit $E = 210\ t/m^2$, $\frac{E}{E_0} = 150$ m wird; Lasten nebe stehend:

$$P = \text{je } 20\,t$$

$$> 3 \cdot 1{,}1 = 3{,}3 < \quad (3 \cdot 0{,}463) \qquad > 1{,}1 < 1{,}1 > 1{,}1 <$$

$$\longleftarrow 10{,}0 \longrightarrow \quad (4{,}2)$$

Abb. 6.

Zu prüfen ist die Frage des Abhebens und der Endstrecke die lastfrei bleiben sollen, soweit die Bodenpressung aus Nut last den Wert von $1{,}0\ kg/cm^2$ übersteigt. Für die Mitte strecken sind die Größtwerte von p, Q, +M, −M zu e mitteln.

Man findet zunächst:

$$m = \sqrt[4]{\frac{1{,}8}{150 \cdot 0{,}385}} = 0{,}420\ m^{-1}$$

und hieraus die in Klammern eingetragenen m-fachen Las abstände sowie $\lambda = \frac{50{,}0}{2}\, 0{,}420 = 10{,}5 \gg 2{,}0$.

Bei Prüfung der Frage des Abhebens sieht man zunäch aus Abb. 1, daß eine schädliche Interferenz aus d beiden Portalstützen nicht eintreten kann. Drängt ma daher die vier Lasten eines Balanciers, sehr ungünstig rechnen in einen Punkt zusammen und setzt in Formel (6) h = 1, so ist diese Formel mit

$$\sqrt[4]{1{,}07} > \frac{4 \cdot 2{,}0}{200 \cdot 1{,}8}, \text{ d.h. } 1{,}0 > 0{,}22$$

trotz ungünstigster Schätzung reichlich erfüllt.

Die lastfrei zu belassende Endstrecke errechnet sic ebenfalls unter Zusammendrängung der vier Lasten, bei A nahme einer gleichen Größe von m für diese Strecken a der Bedingung, daß dort der Beiwert $\mathfrak{F}$ in Abb. 2 nicht üb

$$\mathfrak{F} = \frac{p \cdot 2\,b}{4 \cdot P\,m} = \frac{1{,}0 \cdot 2 \cdot 1{,}8}{4 \cdot 20{,}0 \cdot 0{,}420} = 1{,}07$$

gehen darf; hierzu gehört $\beta = 1{,}02$. Eine Verlängerung d

Fundaments um $\frac{\beta}{m} = \frac{1{,}02}{0{,}420} = 2{,}46$ m (oder wegen der ungünstigen Annahme über die Laststellung auch weniger, etwa 2,0 m = 4 vH der Nutzlänge) auf beiden Seiten über die Nutzlänge hinaus wird also dem geforderten Zweck genügen.

Für Ermittlung der Beanspruchung der Mittelstrecken wird der Einfluß der zweiten Portalstütze außer acht gelassen. Man erhält dann nach Gleichung (1) und Abb. 1, wenn Mitte Balancier in $\xi = 0$ steht,

$$p = \frac{20{,}0 \cdot 0{,}420}{2 \cdot 1{,}80} \cdot 2\,(0{,}71 + 0{,}96) = 7{,}8 \text{ t/m}^2 = 0{,}78 \text{ kg/cm}^2.$$

Hätte man die 4 P durch eine über 4.1,1 = 4,4 lfdm gehende Streckenlast $g = \frac{2 \cdot 20{,}0}{4{,}40} = 18{,}2$ t/lfdm ersetzt, so hätte man mit 4,40.0,420 = 1,85 aus den Gleichungen (2) genau genug erhalten:

$$p = \frac{18{,}2}{1{,}6 \cdot 1{,}8} \cdot 1{,}2 = 7{,}6 \text{ t/m}^2$$

Mit der dritten Last in $\xi = 0$ wird ferner:

$$M = \frac{20{,}0}{4 \cdot 0{,}420}\,[2 \cdot 0{,}29 + 1{,}0 - 0{,}08] = +17{,}85 \text{ mt}$$

dgl. bei Laststellung in x m = 1,10; 1,563; 2,026; 2,489 für das negative Größtmoment:

$$M = -\frac{20{,}0}{4 \cdot 0{,}420}\,[0{,}15 + 0{,}20 + 0{,}17 + 0{,}12] = -7{,}62 \text{ mt}$$

Die größte Querkraft findet sich, wenn man die erste Last direkt an den Querschnitt rückt, zu

$$Q = \frac{20{,}0}{1{,}6}\,[0{,}80 + 0{,}46 + 0{,}18 + 0{,}03] = 18{,}4 \text{ t.}$$

AUSZUG AUS DEN CHINESISCHEN VORSCHRIFTEN FÜR DAS ENTWERFEN EISERNER EISENBAHNBRÜCKEN.

Von Dipl.-Ing. Slotnarin, Dozent an der Technischen Hochschule in Woosung und Mitglied der Eisenbahnkommission im chinesischen Verkehrsministerium.

Die bisher in China ausgeführten Eisenbahnen sind von Engländern, Franzosen, Deutschen und Russen gebaut worden, wobei jede dieser Nationen die in ihrem Lande geltenden Vorschriften zugrunde gelegt hat. Da aber alle Hauptbahnen Chinas Regierungsbahnen sind, die dem Verkehrsministerium unterstehen, und die Fahrzeuge der einen Bahn auf die andere übergehen müssen, so hat sich die Verschiedenheit dieser Bahnen als ein großer Nachteil erwiesen.

Um diesen Übelstand zu beseitigen, hat das Verkehrsministerium eine Kommisson von Fachleuten ernannt, die für ganz China geltende, einheitliche Vorschriften für Eisenbahn- einschließlich Brückenbauten aufstellen sollte. Zu Vorständen dieser Kommission sind die beiden höchsten chinesischen Ingenieure, die Herren Shen-Chi und Yue-Jen-Fong bestimmt worden, die an allen chinesischen Bahnen mitgebaut und eine große Erfahrung in der Art und Weise, wie die einzelnen Nationen die Bahnen in China gebaut haben, gesammelt haben.

Der Grundgedanke war zunächst der, daß aus den Bauvorschriften aller Länder das Beste herausgezogen und zu chinesischen Vorschriften zusammengesetzt wird, daher sind auch Sachverständige der verschiedenen Nationen und hervorragende chinesische Ingenieure zu Mitgliedern dieser Kommission ernannt worden

Hier werden nur die Vorschriften für das Entwerfen eiserner Brücken besprochen und gebracht, weil diese für die deutsche Industrie insofern wichtig sind, als China in der nächsten Zeit die Brücken der älteren Bahnen, die für eine Achslast von 13 Tonnen berechnet waren, durch Brücken für 22,5 Tonnen Achslast ersetzen muß, und China ein ungeheures Feld für neue Bahnbauten bietet. Ein Anfang hiermit ist bereits bei der früher von den Deutschen erbauten Schantungeisenbahn gemacht worden, indem dort, in einer Bauzeit, die sich auf mehrere Jahre erstreckt, die schwachen Brücken durch neue ersetzt werden. Für die im vorigen Jahre ausgeschriebenen Brücken hat die Firma M. A. N. Werk Gustavsburg den Zuschlag erhalten.

Dasselbe gilt auch für die 1200 km lange Peking-Hankow-Bahn, wo im Laufe der nächsten Zeit alle Brücken einschl. der 2600 m langen Hoanghobrücke, durch neue Brücken ersetzt werden müssen.

Der neue chinesische Lastenzug ist dem amerikanischen nachgebildet, indem die amerikanische Bezeichnung, z. B. E 50, d. h. Lokomotive (Engine) von 50 000 Pfund Achsdruck, auch für China angenommen, aber die Pfund in Tonnen (50 000 Pfund = 22,5 Tonnen) umgerechnet worden sind, weil in China das metrische System eingeführt worden ist.

Das Profil des lichten Raumes ist mit Rücksicht auf eine spätere Vergrößerung der Betriebsmittel weiter als bei europäischen Bahnen angenommen worden.

Bemerkenswert ist die Formel für die Stoßziffer:

$$J = S \frac{2800}{2800 + L^2},$$

die für kleine Stützweiten bis 100 vH beträgt und für diese Fälle fast doppelt so große Werte als die deutsche liefert.

Für die auf Knickung beanspruchten Stäbe wird anstatt der Eulerschen Formel die folgende, ähnlich den Formeln von Tetmajer und Ostenfeld, benutzt:

$$\sigma_d = \sigma_z - 0{,}0042 \frac{l}{r}.$$

Abb. 1. Lichtes Raumprofil.

In dieser Formel bedeutet:

> σ_d die zulässige Beanspruchung auf Druck mit Rücksicht auf die Knickfestigkeit; σ_z die zulässige Beanspruchung auf Zug; l die Stablänge in mm und r den Trägheitsradius in mm. Für Hauptglieder muß $l \leq 100$ r, für nur durch Eigengewicht belastete Glieder muß $l \leq 120$ r und für Windverbände muß $l \leq 175$ r sein. Für Stablängen von $l > 120$ r nähern sich die Ergebnisse obiger Formel denjenigen aus der Eulerschen Formel, dagegen bei kleineren Längen liefert sie größere Werte.

Die unter 19) der Vorschriften gebrachte Angabe über die Windkraft, die mit 300 kg auf 1 lfd m, wirkend auf beide Gurte, anzunehmen ist, ist zu allgemein gehalten, da in diesem Falle ein 1 m hoher Gurt dieselbe Windkraft wie z. B. ein 0,2 m hoher aufzunehmen hätte. Dasselbe gilt auch vom Winddruck auf die Verkehrslasten, wo es heißt, daß dieser mit 10 vH der gleichmäßig verteilten Last anzunehmen ist. Dieses bedeutet, daß der Winddruck mit der Größe der Verkehrslast wächst, was in Wirklichkeit nicht zutrifft, da die Eisenbahnwagen für schwere und leichte Lasten gleich groß sind.

Verfasser dieser Zeilen ist auch seinerzeit in der Kommission dafür eingetreten, daß für Windkräfte, ähnlich den deutschen Vorschriften, 250 kg/m² unbelastete und 150 kg/m² für belastete Brücken angenommen werden, welche klare und eindeutige Ermittlungen der Windeinflüsse ergeben, was auch unter 20) für Viaduktpfeiler vorgeschrieben worden ist.

Chinesische Staatsbahnen.

Vorschriften für die Berechnung und Ausführung eiserner Eisenbahnbrücken, herausgegeben von der Kommission für die Vereinheitlichung der chinesischen Staatsbahnen im chinesischen Verkehrsministerium.

Einleitung.

1. Die folgenden Vorschriften gelten nur für eiserne Eisenbahn-Balkenbrücken, sind aber für Hängebrücken und Lokomotivendrehscheiben nicht anzuwenden.

2. Nähere Bestimmungen über die Art der Fahrbahn, Größe der Verkehrslasten und sonstige örtliche Ermittlungen, wie in Anlage 4 aufgeführt, sind von dem bauleitenden Ingenieur zu bewirken.

3. Als Maßeinheit ist das Meter zugrunde gelegt. Die englischen und amerikanischen Äquivalente sind nur annähernd, und es wird beabsichtigt, auch hierfür die metrische Maßeinheit einzuführen.

Allgemeines.

Abmessungen für die statischen Ermittlungen.

4. Die Abmessungen, die der Berechnung der Spannkräfte zugrunde zu legen sind, sind wie folgend aufgeführt:

Stützweite:

Für Fachwerke und Träger: Der Abstand von Mitte bis Mitte Auflager.
Für Querträger: Der Abstand von Mitte bis Mitte Hauptträger.
Für Längsträger: Der Abstand von Mitte bis Mitte Querträger.

Höhe:

Für genietete Träger: Der Abstand der Schwerlinien der Gurtquerschnitte.
Für Augenstäbe: Der Abstand von Mitte bis Mitte Bolzen.
Für Blech-Quer- und Längsträger: Der Abstand der Schwerlinien der Gurtquerschnitte.

Umgrenzung des lichten Raumes:

5. Eingleisige Brücken, die in einer Geraden liegen, müssen einen lichten Raum haben, der mindestens der in der Abb. 1 aufgeführten Umgrenzung entspricht.

Für Brücken, die in Bogen liegen, ist ein seitlicher Spielraum, wie in Abb. 2 aufgeführt, vorzusehen.

W = der Abstand der seitlichen Umgrenzungslinien von der Bahnachse im geraden Gleis.

M = die Pfeilhöhe einer Bogensehne von einer Länge, die gleich der Brückenstützweite ist.

X = der seitliche Spielraum, welcher für den Ausschlag eines 20,0 m (85 Fuß) langen Wagens mit Drehgestellen, die von Mitte bis Mitte Drehzapfen 18 m (60 Fuß) entfernt sind, ist mit 38 mm (1½ Zoll) für jeden Grad einer Krümmung (Bogen), von 20 m Sehnenlänge anzunehmen.

Stützweite — Lichtweite — Gleismitte — Lichtweite

Abb. 2. Lichtes Raumprofil.

Y = ein weiterer Spielraum in Meter für die Überhöhung der äußeren Schienen ist nur auf der Gleisinnenseite vorzusehen und nach der folgenden Formel zu berechnen:

$$y = \frac{s\,h}{1{,}5}; \quad \left(y' = \frac{s'\,h'}{5}\right) \quad y' \text{ in Zoll},\ s'\ ,,\ ,,\ h'\ ,,\ \text{Fuß}.$$

In dieser Formel bedeutet:
s die Überhöhung der äußeren Schienen in m.
h die Höhe über Schienenunterkante in m.

6. Auf Brücken mit Fahrbahn unten, für mehrgleisige Bahnen, soll der Abstand der einzelnen Gleise voneinander mindestens 4,00 m (13 Fuß), der Abstand des letzten Gleises vom Hauptträger soll, w[ie] oben für eingleisige Brücken angegeben, ausgeführt werden.

Überhöhung der äußeren Schienen.

7. Für Brücken, die in Bogen liegen, sind Vorkehrungen für d[ie] Überhöhung der äußeren Schienen, nach Angabe des bauleitend[en] Eisenbahningenieurs, zu treffen.

Abstand der Hauptträger.

8. Der Abstand von Mitte bis Mitte Hauptträger soll nic[ht] weniger als $^1/_{20}$ der Stützweite betragen oder nicht weniger, als dur[ch] die Vermeidung des Umkippens durch seitliche Kräfte bedingt i[st].

Schräge Brücken.

9. Bei schrägen Brücken sind die Enden der beiden Läng[s]träger senkrecht zur Bahnachse anzuordnen, mit Ausnahme d[er]jenigen Fälle, in welchen ein durchgehendes Kiesbett vorhanden i[st].

Fahrbahn.

10. Die Art der Fahrbahn gibt der bauleitende Ingenieur a[n].

Holzschwellen.

11. Die Holzschwellen sind so zu bemessen, daß sie den größt[en] Raddruck zuzüglich 100 vH für Stöße, der sich gleichmäßig auf ei[ne] Strecke von 1 m (3 Fuß) verteilt, widerstehen können; der lich[te] Abstand derselben soll nicht über 10 cm (= 4 Zoll) betragen; sie si[nd] an die Längs- und Schwellenträger zu befestigen, auch sind Vo[r]kehrungen gegen Kippen vorzusehen. Die Länge der Querschwell[en] sowie auch die Anordnung von Leitbalken und Zwangschienen werd[en] vom bauleitenden Eisenbahningenieur angegeben.

Durchgehendes Kiesbett.

12. Träger und Platten zur Unterstützung des Kiesbett[es] müssen so bemessen sein, daß sie den größten Raddruck plus 100 v[H] für Stöße, die sich gleichmäßig auf eine Strecke von 1 m (3 Fu[ß]) verteilen, oder sich auf eine Länge verteilen, die gleich ist der doppelt[en] Höhe der Fahrbahn (gemessen von Schienenunterkante bis Träg[er]oberkante), widerstehen können. Eisenbetonplatten sollen für d[en] oben beschriebenen Raddruck + Stöße, der sich auf 1 m (3 Fu[ß]) oder auf eine Länge, die gleich der doppelten Fahrbahnhöhe ist (g[e]messen von Schienenunterkante bis Plattenoberkante), verteilt, b[e]messen werden.

Auf alle Fälle sind Vorkehrungen für die Sicherung des Ki[es]bettes gegen Abrollen zu treffen. Falls die Brücke über eine Lan[d]straße geführt wird, so ist die Fahrbahn wasserdicht herzustelle[n].

Lasten und Spannungen.

Spezifische Gewichte der Materialien.

13. Für die Ermittlung der Gewichte, zwecks Berechnung d[er] Spannungen, sind die folgend aufgeführten spez. Gewichte anzunehme[n].

Flußeisen	7850 kg/m³	(490 Fuß³)
Beton	2400 ,,	(150 ,,)
Sand und Kies	1600 ,,	(100 ,,)
Asphalt-Kies	2400 ,,	(150 ,,)
Bituminöser Macadam	2100 ,,	(130 ,,)
Ziegelpflaster	2400 ,,	(150 ,,)
Holz	960 ,,	(60 ,,)

14. Die Schienen und Befestigungsmittel sind mit 225 kg f[ür] 1 lfd. m Gleis (150 lbs für 1 lfd. Fuß) anzunehmen.

Eigengewicht.

15. Das Eigengewicht umfaßt das Gesamtgewicht des Eise[ns] und sonstiger Konstruktionsteile, die nach obigen Angaben zu b[e]rechnen sind, einschließlich der Schneelasten.

Verkehrslasten.

16. Die Verkehrslast für jedes Gleis besteht aus 2 Lokomotiv[en] mit angehängtem Güterwagen, letztere sind als gleichmäßig verteil[te] Last zu betrachten; der Lastenzug ist in Abb. 3 aufgeführt. Welch[er] von beiden Lastenzügen der Berechnung zugrunde zu legen ist, b[e]stimmt der bauleitende Ingenieur.

Lastenzug.

Lokomotive — Lokomotive — Güterwagen

Achsabstände: 2,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 2,75 | 1,5 | 1,85 | 1,5 | 2,5 | 2,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 2,75 | 1,5 | 1,85 | 1,5 | 1,5

Klasse E—35	7,875	15,75	15,75	15,75	15,75	10,50	10,50	10,50	10,50	7,875	15,75	15,75	15,75	15,75	10,50	10,50	10,50	10,50	5,25 t pro Meter
Klasse E—50	11,25	22,50	22,50	22,50	22,50	15,00	15,00	15,00	15,00	11,25	22,50	22,50	22,50	22,50	15,00	15,00	15,00	15,00	7,50 t pro Meter

Bemerkung: Die Achslasten sind in Tonnen und die Achsabstände in Meter angegeben.

Stoßkräfte.

17. Zu den aus den Verkehrslasten statisch ermittelten maximalen Spannkräften sind Zusatzspannungen für die Stoßwirkungen der Fahrzeuge nach folgender Formel hinzuzufügen:

$$J = S \cdot \frac{2800}{2800 + L^2}; \quad \left(J = S' \frac{30\,000}{30\,000 + L^2}\right); \quad \text{L in Fuß.}$$

In dieser Formel bedeuten:

J die Zusatzspannungen für Stöße der Lokomotivräder,

S die statisch ermittelte maximale Spannung, hervorgerufen durch die Verkehrslasten in den betreffenden Stäben,

L die Länge in m der belasteten Strecke, welche die maximale Spannung in dem betreffenden Stabe hervorruft. Für Längsträger ist die Länge der belasteten Strecke = der Feldweite und für Querträger = zwei Feldweiten anzunehmen.

18. Zusatzspannungen aus den Stoßwirkungen sind zu den Spannungen aus Wind, Bremskräften und Zentrifugalkräften nicht hinzuzufügen.

Seitenkräfte.

19. Die Windkraft ist mit 300 kg auf 1 lfd. m (200 lbs. auf 1 lfd. Fuß), wirkend auf beide Gurte, d. h. Ober- und Untergurt, anzunehmen.

Eine weitere Seitenkraft, die gleich 10 vH der gleichmäßig verteilten Verkehrslast ist, ist für 1 Gleis, die in einer Höhe von 2,4 m (8 Fuß) über Schienenunterkante wirkt, anzunehmen. Diese Kräfte sind als bewegliche Lasten zu betrachten, die senkrecht zur Längsachse der Brücken wirken.

20. Für Viaduktpfeiler ist eine Windkraft von 250 kg/m² (50 lbs. pro Fuß²), wirkend auf die 1½ fache Vertikalprojektion, für die unbelasteten Brücken anzunehmen.

Für die belastete Brücke sind 150 kg/m² (30 lbs. pro Fuß²) + 10 vH der gleichmäßig verteilten Last für 1 Gleis, die 2,4 m (8 Fuß) über Schienenunterkante wirkt, entweder für die voll oder mit leeren Wagen von einem Gewichte von 1800 kg/lfd. m (1200 lbs./lfd. Fuß) belastete Brücke, je nachdem, welche von beiden die größeren Spannungen hervorruft, anzunehmen.

Längskräfte.

21. Die Längskräfte werden entweder durch die Reibung der Triebräder bei der Fortbewegung der Lokomotiven oder durch Bremsen der in Fahrt befindlichen Fahrzeuge hervorgerufen. Es wird angenommen, daß diese Längskräfte in einem Abstande von 1,80 m (6 Fuß) über Schienenunterkante wirken und betragen einen Prozentsatz der Verkehrslasten, der sich aus folgender Formel ergibt:

$$T = \frac{3}{4}\left(4 - \frac{L}{30}\right)^2 + 12; \quad T = \frac{3}{4}(4 - L')^2 + 12$$

L' in Einheiten von 100 Fuß.

In dieser Formel bedeuten T = Längskraft in Prozenten der Verkehrslast.

L die belastete Streckenlänge in m.

Zentrifugalkräfte.

22. Bauwerke, die in Bogen liegen, sind derart zu berechnen, daß sie auch den Zentrifugalkräften aus den Verkehrslasten Widerstand leisten. Der Angriffspunkt ist 1,8 m (6 Fuß) über Schienenunterkante anzunehmen. Die Zentrifugalkräfte sind für eine Zuggeschwindigkeit zu berechnen, die sich aus folgender Formel ergibt:

$$V = 96 - 6\,D.$$

In dieser Formel bedeutet:

V = Zuggeschwindigkeit in km/st,

D = Krümmungsgrad des Bogens für eine 20 m lange Sehne, oder nach der Formel

$$V = 60 - 2\tfrac{1}{2}\,D.$$

In dieser Formel bedeutet V = Zuggeschwindigkeit in Meilen pro Stunde, D = Krümmungsgrad des Bogens für eine 100 Fuß lange Sehne.

Exzentrizität in Bogen.

23. Bei der Berechnung von Brücken mit Fahrbahn oben oder Fahrbahn unten, die in Bogen liegen, sind die aus der Zentrifugalkraft sich ergebenden Zusatzkräfte für jedes Glied der Hauptträger, Querträger und Längsträger hinzuzufügen.

Temperaturspannungen.

24. Die Wirkung der Temperaturspannungen für einen Wärmeunterschied von 80° C (144° Fahrenheit) ist zu berücksichtigen.

Zusammengesetzte Spannungen.

25. Die einzelnen Bauwerkteile sind entsprechend einer Zusammensetzung der Spannkräfte 1. aus Eigengewicht, Verkehrslast, Stoßkräften und Zentrifugalkräften (falls solche vorhanden), oder 2. entsprechend den Spannungen aus Wind und Temperatur unterschieden (besonders oder zusammengesetzt) unter Zugrundelegung der hier aufgeführten zulässigen Beanspruchungen zu bemessen. Bei einer Zusammensetzung der Spannungen aus Wind, Längskräften oder Temperaturunterschieden mit den Spannungen aus Eigengewicht, Verkehrslast, Stoß- und Zentrifugalkräften, dürfen die hier aufgeführten zulässigen Beanspruchungen 25 vH nicht überschreiten.

Zug- und Druckspannungen im selben Glied abwechselnd wirkend.

26. 1. Wenn die Spannungen aus Eigengewicht und Verkehrslast entgegengesetzte Zeichen haben, sind ²/₃ der Spannungen aus Eigengewicht als gegen die Spannungen aus Verkehrslast wirkend zu berücksichtigen.

2. Glieder, die Zug- und Druckspannungen aus Eigengewicht und Verkehrslast gleichzeitig erleiden, sind so zu bemessen, daß sie einer Zusammensetzung der Spannungen gleichen Zeichens aus Eigengewicht und Verkehrslast einschließlich Stoßkräfte oder eine Zusammensetzung von ²/₃ der Spannungen aus Eigengewicht mit den Spannungen aus Verkehrslast und Stößen aufnehmen können.

3. Wenn jedoch Zug- und Druckspannungen nacheinander, während des Passierens eines Zuges, erfolgen, wie in den Füllungsgliedern der Fachwerkbalken, so ist eine jede Zusammensetzung von Spannungen um 50 vH des Wertes der kleineren zu vergrößern.

Tabelle 1.
Maximale Momente, Querträger und Auflagerdrücke für Querträger.

Klasse E—50 Für 2 Schienen

L	M	S	R
Stützweite	M_{max}	Querkraft	Querkräfte auf einen Querträger
3	18,984	33,750	45,000
4	33,750	42,188	56,250
5	50,625	49,500	65,250
6	69,609	56,250	73,438
7	91,808	61,071	81,696
8	114,082	66,094	88,641
9	137,946	70,833	96,708
10	163,250	75,750	105,263
11	190,217	80,318	113,134
12	220,313	84,875	
13	253,125	89,769	
14	285,938	94,114	
15	318,750	98,290	
16	354,563	102,413	
17	394,875	106,491	
18	435,188	110,533	
19	478,500	114,545	
20	526,313	118,725	
21	574,125	123,857	
22	622,238	129,034	
23	672,394	134,348	
24	726,113	139,219	
25	780,769	144,090	
26	837,488	148,875	
27	897,769	153,778	
28	958,988	158,491	
29	1021,144	163,241	
30	1084,238	168,075	

Axiale Biegungsspannungen.

27. Glieder, die gleichzeitig axiale und Biegungsspannungen aufzunehmen haben, sind so zu bemessen, daß die Beanspruchung aus beiden die für die axiale Belastung festgesetzte zulässige Beanspruchung nicht überschreitet. Eine Ausnahme hiervon bilden solche Glieder, die Biegungsmomente infolge des Eigengewichtes oder Exzentrizität erleiden, bei welchen die zulässige Spannung von 10 % überschritten werden darf, auf keinen Fall aber darf der Stabquerschnitt hierdurch kleiner werden, als für die axiale Kraft allein bedingt ist.

28. Für Glieder, die über mehrere Felder hindurchgehen, und die Seitenkräfte aufzunehmen haben, sind die Biegungsmomente sowohl in den Feldenden als auch in Feldmitte nur ¾ desjenigen Momentes anzunehmen, das sich für einen Balken auf zwei Stützen von einer Stützweite gleich der Feldweite ergeben würde.

Zulässige Beanspruchungen.

29. Die folgend aufgeführten zulässigen Beanspruchungen sind in kg/mm², mit Ausnahme derjenigen Fälle, wo dieses besonders aufgeführt ist, angegeben.

Zug.

30. Axialer Zug auf die nutzbare Querschnittfläche 11,5 kg/mm² (16000 lbs. pro Zoll²).

Druck.

31. Axialer Druck auf die Gesamtquerschnittfläche:

Beide Enden fest $11{,}5 - 0{,}042 \frac{l}{r}$

oder $16000 - 60 \frac{l'}{r'}$ lbs./Zoll²

l' und r' in Zoll.

Beide Enden mit Bolzen versehen $11{,}5 - 0{,}056 \frac{l}{r}$

oder $16000 - 80 \frac{l'}{r'}$ lbs./Zoll²

l' und r' in Zoll

Maximum 10 (14000 lbs./Zoll²).

In dieser Formel bedeuten:

l = Stablänge in mm,
r = der kleinste Trägheitsradius in mm.

Unmittelbarer Druck auf:

Stahlguß	10 kg/mm²	(14000 lbs. pro Zoll²)
Gußeisen	7 „	(10000 „ „ „)

Biegung.

32. Biegung der äußersten Faser gewalzter Profile, zusammengesetzter Profile und Träger auf die Nutzfläche:

Flußeisen	11,5 kg/mm²	(16000 lbs. pro Zoll²)
Stahlguß	8,5 „	(12000 „ „ „)
Gußeisen	2 „	(3000 „ „ „)
Bolzen	17 „	(24000 „ „ „)
Holz pro cm²	80 „	(1100 „ „ „)

Abscherung.

33. Abscherung für maschinelle in der Werkstatt ausgeführte Vernietung und Augenbolzen 8 kg/mm² (110000 lbs./Zoll²)

Maschinelle auf der Baustelle ausgeführte Vernietung 7 kg/mm² (10000 lbs./Zoll²)

Auf der Baustelle ausgeführte Handnietung und gedrehte Bolzen . . . . . . 5,6 kg/mm² (8000 lbs./Zoll²)

Abscherung in Stegblech von Blechträger auf die Gesamtfläche . . . . 7 kg/mm² (10000 lbs./Zoll²).

Lochlaibungsdruck.

34. Lochlaibungsdruck für maschinelle in der Werkstatt ausgeführte Vernietung 15,5 kg/mm² (22000 lbs. pro Zoll²). Maschinelle auf der Baustelle ausgeführte Vernietung und Augenbolzen 14 kg/mm² (20000 lbs./Zoll²).

Handnietung und gedrehte Bolzen 11,5 kg/mm² (16000 lbs./Zoll²)

In harter Bronze beweglich pro m² 7,0 kg/mm² (1000 lbs./Zoll²)

Lagerrollen pro lfd. cm 42 d; (600 d'; d' in Zoll).
d = Durchmesser der Rollen in cm.

Granit-Mauerwerk	55 kg/cm²	(800 lbs./Zoll²)
Beton 1 : 2 : 4	47 „	(600 „ „)
Kalkstein-Mauerwerk	30 „	(400 „ „)
Sandstein-Mauerwerk	20 „	(300 „ „)

Dimensionierung.

Nutzbarer Querschnitt der Nietlöcher.

35. Bei der Bemessung genieteter Zugglieder ist der Durchmesser der Nietlöcher um 3 mm (1/8 Zoll) größer als der nominelle Nietdurchmesser anzunehmen; an jedem einzelnen Teil eines Gliedes ist für jede Nietreihe ein Zusatznietloch vorzusehen, mit Ausnahme derjenigen Fälle, in welchen der Abstand von Mitte bis Mitte Nietloch, in der Diagonale gemessen, mindestens um 40 vH größer ist als der Abstand zwischen den Nietreihen (in jedem Winkeleisen sind mindestens zwei Zusatznietlöcher vorzusehen). Für Nieten mit versenktem Kopf ist das Nietloch um 6 mm (1/4 Zoll) größer als der wirkliche Nietdurchmesser vorzusehen.

Nutzbarer Querschnitt der Augenstablöcher.

36. Bei genieteten, auf Zug beanspruchten Augenstäben soll der Querschnitt durch das Loch und hinter demselben den Stabquerschnitt um mindestens 25 vH überschreiten.

Beschränkung der Länge der auf Druck beanspruchten Stäbe.

37. Die Länge der Hauptglieder, die auf Druck beansprucht werden und mit Eigengewicht und Verkehrslast belastet sind, soll nicht größer als das 100fache des kleinsten Trägheitsradius sein.

Die Länge der Druckglieder, die nur mit Eigengewicht belastet sind, soll nicht größer als das 120fache des kleinsten Trägheitsradius sein.

Die Länge der Windverbände, Streben und Aussteifungsteile, welche nicht berechnete Lasten aufnehmen, soll nicht größer als das 175fache des kleinsten Trägheitsradius sein.

Für genietete I-förmige Querschnitte kann der Trägheitsradius nur für die Gurtungen berücksichtigt werden, unter Vernachlässigung des Stegbleches, in welchem Falle das letztere für axiale Beanspruchungen unberücksichtigt bleibt.

Offene Querschnitte.

38. Die Bauwerke sind derart auszuführen, daß alle Teile derselben für die Untersuchung, Reinigung und Anstreichen zugänglich sind.

Wassersäcke.

39. Wassersäcke oder Wasseransammlungen sollen nach Möglichkeit vermieden werden, wo aber dieses nicht möglich ist, sollen Wasserabflüsse (Löcher) vorgesehen oder mit wasserdichtem Material verfüllt werden.

Symmetrische Querschnitte.

40. Bei Hauptgliedern soll die neutrale Achse sich so weit als möglich der Mittelachse nähern. Die neutralen Achsen zusammenstoßender Hauptglieder sollen sich im Kreuzpunkte schneiden.

Kleinste Querschnitte.

41. Falls nicht anders von den leitenden Eisenbahningenieuren vorgeschrieben, soll die kleinste Dicke des Eisens 10 mm (3/4 Zoll) betragen, mit Ausnahme der Verstärkungsplatten und Futterbleche.

Auf Druck beanspruchte Bleche.

42. Gurtplatten und Stegbleche genieteter Glieder, ebenso die Gurte der Träger, sollen eine mindeste Stärke haben, die sich aus folgender Formel ergibt:

$$t = 0{,}0035\, p\, d; \quad \left(t' = \frac{p'\, d'}{400\,000}\right) \quad t' \text{ in Zoll}, \; p' \text{ lbs pro Zoll}^2.$$

In dieser Formel bedeuten:

t kleinste Dicke des Eisens in mm,
p die axiale zulässige Beanspruchung pro mm² (kg/mm²),
d die frei tragende Länge bis zum Anschluß an das Stegblech oder den Abstand zwischen den Reihen der Anschlußnieten in mm.

Abstehende Flanschen.

43. Unabgesteifte Flanschen der Druckglieder und Träger sollen eine Mindeststärke nach folgender Formel haben:

$$t = 0{,}012\, p\, l$$

$$t' = \frac{p'\, l'}{120\,000} \quad t' \text{ in Zoll}, \; p' \text{ in lbs/Zoll}^2.$$

In dieser Formel bedeuten:

t die kleinste Dicke des Eisens in mm,
l die nicht unterstützte (freitragende) Länge des abstehenden Schenkels in mm,
p die axiale zulässige Beanspruchung pro mm².

Diagonalen.

44. Steife (nur auf Druck) beanspruchte Diagonalen sind vorzuziehen. Falls verstellbare Diagonalen angewendet werden, sind offene Stangenschlösser zu benutzen.

Blechträger und gewalzte Träger.

46. Die Blechträger sind unter Zugrundelegung der Biegungsmomente entweder nach dem Trägheitsmoment des nutzbaren Querschnittes oder unter Annahme, daß die Gurtungen in ihrem Schwerpunkt konzentriert sind, zu berechnen. Im letzteren Falle ist 1/8 der Stegblechfläche als Äquivalent dem Zuggurt hinzuzufügen. Gewalzte Träger sind auf Grund ihres Trägheitsmomentes zu berechnen.

Die Höhe der Blechträger und gewalzten Träger soll womöglich nicht niedriger als 1/10 der Stützweite sein; sind aber solche Höhen nicht ausführbar, so sind die Abmessungen derart zu bestimmen, daß die Durchbiegung nicht größer wird, als sich mit 1/12 der Stützweite ergeben würde.

Druckgurte.

47. Der Gesamtquerschnitt der Druckgurte von Blechträgern soll nicht kleiner sein als der Querschnitt des Zuggurtes; auch darf die zulässige Beanspruchung pro mm² in den Druckgurten eines Trägers nicht überschreiten:

$$11{,}5 - 0{,}14 \frac{l}{b} \text{ kg}; \quad \left(16\,000 - 200 \frac{l'}{b'}\right) \text{ lbs pro Zoll}^2$$

l' und b' in Zoll.

In dieser Formel bedeuten:

l die nicht unterstützte Länge des Gurtes und b die Breite des Gurtes in mm.

Gurtplatten.

48. Wenn Gurtplatten für Blechträger verwandt werden, so ist die Länge einer jeden Gurtplatte mindestens 0,3 m (1 Fuß) über

denjenigen Querschnitt hinauszuführen, in welchem die volle Fläche erforderlich ist. Die Gurtplatte oberhalb der Gurtwinkel ist auf die ganze Trägerlänge auszudehnen.

Die Fläche der Gurtplatten darf nicht größer sein als 60 vH der Gesamtfläche aus den Gurtplatten einschließlich Gurtwinkel.

Stegbleche.

49. Stöße der Stegbleche sind nach Möglichkeit zu vermeiden, wo dieses aber nicht möglich ist, sind die Stöße so auszubilden, daß sie die ganzen Biegungs- und Schwerkräfte aufnehmen können. Die Dicke der Stegbleche soll nicht kleiner sein als $\frac{1}{20}\sqrt{D}$. In dieser Formel bedeutet D = Abstand zwischen den senkrechten Schenkeln der Gurtwinkel (vgl. Artikel 41).

Aussteifung der Stegbleche.

50. Versteifungen sind im allgemeinen paarweise über dem Auflager und Querträger anzuordnen. Zwischenversteifungen sind nur dann anzuwenden, wenn die Dicke des Stegbleches kleiner ist als $^1/_{60}$ des Abstandes zwischen den senkrechten Schenkeln der Gurtwinkel; der Abstand der Versteifungen ergibt sich nach unten stehender Formel. Der lichte Abstand zwischen den Versteifungen darf nicht größer als 2 m (6 Fuß), darf auch nicht größer sein als der Abstand der senkrechten Schenkel der Gurtwinkel.

$$d = t\,(300 - 35\,s) \qquad d' \text{ in Zoll}$$
$$d' = \frac{t'}{40}\,(12\,000 - s') \qquad t' \text{ ,, ,,} \quad s' \text{ lbs/Zoll}^2.$$

In dieser Formel bedeuten:
d den Abstand zwischen den senkrechten Schenkeln der Gurtwinkel,
t die Dicken des Stegbleches in mm,
s den Lochlaibungsdruck pro mm².

Aussteifungen über den Auflagern.

51. Die Aussteifungen über den Auflagern und Querträgern sind wie ein auf Druck beanspruchter Stab zu berechnen, mit einer zulässigen Beanspruchung von 8,5 kg/mm² ,(12 000 lbs./Zoll²).

$$8{,}5 - 0{,}042\,\frac{l}{r}.$$

Dieselben sind auf Futterblechen aufzunieten und die abstehenden Schenkel der Winkeleisen sollen ebenso groß sein, wie die horizontalen Schenkel, mit denen sie an dem Träger befestigt sind. Zwischenliegende Aussteifungen sind entweder gekröpft oder auf Futterblechen anzuordnen und die abstehenden Schenkel der Versteifungswinkel sollen eine Länge von $^1/_{30}$ der Trägerhöhe + 5 cm (2 Zoll) haben.

Querträger.

52. Die Querträger sollen vorzugsweise senkrecht zu den Hauptträgern liegen und mit diesen fest verbunden sein, mit Ausnahme von Brücken mit Fahrbahn oben, in welchem Falle der leitende Ingenieur erlauben kann, daß die Querträger auf den Hauptträgern liegen.

Falls es von dem leitenden Ingenieur gefordert wird, sind die Querträger so zu bemessen, daß sie das Eigengewicht der Brücke tragen können, für den Fall, daß die Brücke hochgehoben werden muß. Für solche Fälle sind, falls dieses gefordert wird, an den Punkten, in welchen die Winden aufgestellt werden, besondere Versteifungen anzubringen und genügende Vernietung mit dem Hauptträger, um das Heben der Brücke zu gestatten; die zulässige Beanspruchung darf hier nicht größer als 50 vH der zulässigen Beanspruchungen sein.

Endträger.

53. Wenn es nicht möglich ist, Endträger an den Hauptträgern anzubringen, so sind Endrahmen vorzusehen, die mit den Längsträgern und Hauptträgern fest verbunden werden.

Windverbände (Diagonalverbände).

54. Seiten-, Längs- und Querverbände sollen steif und wie folgt bemessen sein:
1. Die nicht unterstützte Länge soll nicht größer als 175 mal dem kleinsten Trägheitsradius sein ($l \leq 175\,r$).
2. So daß die Beanspruchungen aus dem Eigengewicht die zulässige Beanspruchung auf Druck nicht überschreiten.
3. So daß die Beanspruchungen aus dem Eigengewicht zusammengesetzt mit irgendeiner Beanspruchung von äußeren Kräften die zulässige Beanspruchung für Zug und Druck nicht überschreiten.

55. Brücken mit Fahrbahn unten sollen mit Endrahmen (Portalen) versehen sein, um die Windkräfte aus dem Obergurt auf den Untergurt übertragen zu können. Diese Endrahmen sollen mit Verbänden versehen sein, die so tief herabreichen, als es das Profil des Lichtraumes zuläßt.

Ferner sind Querverbindungen an allen Vertikalen, oder bei Gitterträgern, die keine Vertikale haben, in allen Laststützpunkten anzubringen. Die vertikalen Verbände sollen so tief, als dieses das Profil des Lichtraumes zuläßt, herunter geführt werden.

56. Brücken mit Fahrbahn oben sind an ihren Enden mit einem senkrechten Verband versehen, der so bemessen sein muß, daß er die Windkräfte aus dem Obergurt auf den Untergurt übertragen kann; ebenso sind Querverbände an allen Vertikalen vorzusehen. Falls nicht genügende Höhe für einen Querverband vorhanden ist, sind die Hauptdruckglieder auszusteifen.

57. Blechträger mit Fahrbahn unten sollen bei jedem Querträger einen Verband aufweisen, oder falls ein durchgehendes Kiesbett vorhanden ist, sind Verbände anzubringen, deren Abstand nicht größer als 3,65 m (12 Fuß) ist.

ÜBER DIE HAFFKRANKHEIT.

Von Stadtbaudirektor Professor Dr.-Ing. Heilmann, Dresden.

Die Haffkrankheit ist heute Gegenstand lebhafter Erörterungen. Alle größeren Tageszeitungen haben bis jetzt mehr oder weniger richtige Ausführungen über das Auftreten und die Ursache dieser Krankheit gebracht. Es ist daher geboten, zu diesen Auslassungen vom fachlichen Standpunkte aus kritisch Stellung zu nehmen.

Ende Juli 1924 traten in mehreren Orten am Frischen Haff Erkrankungen auf. Wie Geheimrat Prof. Dr. Lentz in der Medizinischen Klinik vom 4. Januar 1925 ausführt, wurden fast ausschließlich davon Personen betroffen, die auf dem Haff dem Fischfange nachgingen oder am Strande tätig waren. Die Hauptmerkmale bestanden in Muskelschmerzen und kaffeebraunem Harn. Die Schmerzen waren so heftig, daß die Fischer manchmal vollständig gelähmt und hilflos in ihren Booten herumtrieben. Die Krankheitserscheinungen ließen nach 12 bis 24 Stunden nach. Der Harn hatte nach 2—3 Tagen wieder sein gewöhnliches Aussehen. Die Fischer fühlten sich aber tage- oder wochenlang noch schwach. Nach Lentz erkrankten insbesondere diejenigen, welche mehr auf das Wasser niedergebeugt ihre Arbeit verrichten mußten. Manche Fischer erkrankten bis 6 mal, aber nur, wenn sie von neuem auf das Haff hinausgefahren waren. Ein Rückfall trat nur bei einigen Leuten nach einer anstrengenden Bahnfahrt auf. Während nach Lentz die Gesamtzahl der Erkrankungen 450 betrug, die Zahl der Todesfälle 3, stellt der Danziger Senat in einer amtlichen Erklärung fest, daß etwa 600 Erkrankungen im ostpreußischen Haffgebiet bekannt geworden wären. Auch diese Zahl wird sich inzwischen nicht unbeträchtlich erhöht haben. Im Danziger Gebiete sind Erkrankungen so gut wie ausschließlich in der Ortschaft Jungfer erfolgt. Hier handelt es sich um insgesamt 16 Erkrankungsfälle. Von den Erkrankten waren 5 über 70 Jahre, 3 über 60 Jahre, 4 über 50 Jahre, 3 standen im Alter von 45, 48 und 49 Jahren und nur eine Erkrankte war 35 Jahre alt. Das höhere Lebensalter steht also im Vordergrunde der Krankheitsfälle. Im ostpreußischen Haffgebiet sind noch im Dezember 1924 2 Todesfälle zu verzeichnen gewesen, so daß die Zahl der Todesfälle sich auf mindestens 5 belaufen wird. Der Meinung Lentz' daß Mitte November, mit Eintritt des Frostes, die Krankheit erloschen sei, kann daher nicht beigetreten werden. Noch im März und April 1925 sind im ostpreußischen Haffgebiete Erkrankungen festzustellen gewesen. So sind vor kurzem in Großheydekrug sechs Fischer erneut, in Fischhausen ein Fischer in besorgniserregender Weise an der Haffkrankheit erkrankt. Die wirtschaftliche Bedeutung dieser Krankheit ist eine erhebliche. Die erkrankten Fischer des Frischen Haffs werden oft auf lange Zeit ihrem Gewerbe entzogen und aus Furcht vor Erkrankung bleiben Genesene wie auch noch nicht Erkrankte der Ausübung ihres Berufes fern. Wirtschaftliche und seelische Not ist die Folge.

Wenn Lentz die Meinung vertritt, daß es sich bei der Haffkrankheit um eine ganz neue, bisher unbekannte Krankheitsform handle, so steht das im Widerspruch mit der Mitteilung, daß eine ähnliche rätselhafte Krankheit schon vor Jahrhunderten beobachtet worden ist. Dem „Hausbuche des

Herrn Joachim von Wedel auf Krempzow Schloß und Blumberg erbgesessen“ aus dem Jahre 1520 entnehmen wir folgendes[1]):

„Es haben in diesem jahr neue unerhörte kranckheiten hier zu lande, sonderlich bei der Oder und am frischen Haff grassiret, welche man meinete, vom wasser und wetter, so gantz ungesund und vergifftet gewesen, verursacht worden: denn von pfingsten bis ungefehr umb Jacobi, ist es den leuten angekommen daß sie bei guter gesundheit in ihrer arbeit unbewußter ursachen an händen, füßen und allen gliedern plötzlich lahm worden, also, daß sie sich selbst nicht helffen können, wenn sie auch gleich gedoppelt hätten sterben und verderben sollen: Die fischer haben auf dem wasser die röder fallen lassen, daß die kähne hin und her getrieben, also wenn ihnen die gesunden nicht zu hülff gekommen, sie versauffen müssen. Denen so es angekommen, hat man warm bier mit butter eingegeben und sie wol zugedeckt. Sie haben sehr viel gefressen, und seind endlich in 3 oder 4 Wochen wiederumb zu recht kommen. Daß das wasser vergifftet sein mußte, erachte man daher, daß viele meer-schweine nach frischem wasser die Oder herauf bis vor Stettin an die brücken kommen, auch sind viele am strande und an der Schweine todt gefunden, welches zuvor nicht erfahren.

Wie diese kranckheit also grassiret, ist es überaus heiß gewesen bis auf Nativitalis Joannis, da hat es angefangen zu regnen und schlaggen, und ist den gantzen sommer nebelig und kalt gewesen bis auf Bartholomaei, da man die stuben zu jeder zeit hitzen müssen. Wein, getreide und baumfrüchte sind gantz verdorben. Nach Bartholomaei ist wiederum eine ungewöhnliche hitze, doch mit stetigem nebel und dunckler Lufft eingefallen.

Mit diesem seltzamen ungewöhnlichen wetter hat sich im Niederlande und allenthalten an der see abermahlen eine neue unerhörte kranckheit herfür gethan, die man den englischen schweiß genennet. Denn aus England war sie anfänglich entstanden, von dannen sie wie ein blitz über gantz Teutschland sich ausgeschwungen in solcher eile, daß sie offt vor und ehr das geschrei von ihr selbst kommen. Von Hamburg ist diese kranckheit nach Stettin geflogen, und sich allererst umb decollationis Johannis an dem fürsten-küchenmeister Johann Alten bewiesen, der in 12 stunden gesund, kranck und todt gewesen, welches bei hoffe und in der stadt groß schrecken bracht, un viel menschen urplötzlich überfallen, seind auch in wenig tagen viel hundert daran gestorben.“

Nach Lentz blieben die Nachforschungen nach irgendwelchen Giften an dem Boden oder den Fischnetzen ergebnislos. Der bereits erwähnten Auslassung des Danziger Senats entnehmen wir jedoch, daß von den Erkrankten mit zwei Ausnahmen angegeben worden ist, daß sie vor ihrer Erkrankung Ukleifische genossen hätten, die aus Zuführungsrinnen zum Haff gefischt wären. Wenn auch damit ein Zusammenhang mit dem Genuß dieser Fische nicht mit Sicherheit behauptet werden kann, so haben doch die zuständigen Behörden des Landkreises Großes Werder zur Vorsicht die Bevölkerung des Amtsbezirkes Jungfer vor dem Genusse dieser Fische gewarnt. Zwar weist auch Lentz mit Rücksicht auf ein in einigen Teilen des Haffes gelegentliches Auftreten eines Fischsterbens auf die Möglichkeit einer Fischvergiftung hin, lehnt den Gedanken aber ab, weil dieses Fischsterben an gewissen Stellen eine seit Jahren bekannte, auf Sauerstoffmangel des Wassers zurückzuführende Erscheinung sei und auch das Auftreten und die Zahl der Erkrankungen durchaus nicht mit dem Fischgenuß übereinstimmen. Nach Lentz sollen die Fischer auf einen eigenartigen Geruch des Wassers bezw. des Dunstes über dem Wasser, besonders in den Morgenstunden, hingewiesen haben, der von den Abwässern der beiden Zellstoffabriken bei Königsberg herrühre. Außerdem sei im letzten Sommer die Algenblüte sehr stark gewesen und die Masse in starke Gärung übergegangen. Diese Beobachtungen führten Lentz zu der Annahme, daß ein gasförmiges Gift durch Fäulnis der Haffblüte oder des Haffschlammes entwickelt werde, das aus dem Wasser aufsteige. Was die Blüte des Haffs anlangt, wies ein Fischer in einer Versammlung des Provinzialverbandes der ostpreußischen Haff- und Küstenfischer in Königsberg darauf hin, daß die Blüte des Haffs keineswegs die Schuld tragen könne. Geblüht habe das Haff jedes Jahr, und je mehr es geblüht habe, desto mehr Fische habe man fangen können. Lentz nimmt als Ursache der Haffkrankheit ein arsenhaltiges Gift an. Einige Merkmale der Krankheit sollen eine Ähnlichkeit mit Arsenwasserstoff-Vergiftung haben und außerdem sollen die Zellstoffabriken seit dem vorigen Jahre einen stark arsenhaltigen Kies verarbeiten. Lentz meint, daß das Gift von den Algen aufgespeichert und die Bildung von arsenhaltigen Gasen noch dadurch begünstigt werde, daß das früher süße Wasser des Haffs infolge von Verunreinigungen durch die Abwässer alljährlich versalzen würde. In verschiedenen Instituten ausgeführte Untersuchungen sollen diese Vermutungen bestätigen und den Schluß zulassen, daß tatsächlich das mit den Abläufen der Zellstoffabriken dem Haffwasser beigemengte Arsen durch biologische Vorgänge im Haffschlamm in flüchtige, hochmolekulare Arsenverbindungen übergeführt werde. Diese seien die Veranlassung der Erkrankungen der Fischer.

Der preußische Handelsminister hat von der Technischen Deputation für Gewerbe ein Gutachten über die Haffkrankheit

Karte des Frischen Haffs.

eingefordert. Dieses kommt zu wesentlich anderen Ergebnissen, wenn es auch zum Schlusse nicht ganz an der Gefahr der arsenhaltigen Abwässer vorübergehen zu können glaubt. Nach diesem Gutachten ist Arsen im Meerwasser ein gewöhnlicher Bestandteil. Es ist z. B. festgestellt worden, daß in 1 kg Abdampfrückstand von Meerwasser 9 mg Arsen enthalten sind. Das entspricht etwa 0,3 mg Arsen in einem Liter des untersuchten Meerwassers. Nach amtlichen Berichten wurde im Haff, 200 m westlich von der Mündung des Königsberger Abwasserkanales, 0,1 mg Arsen im Liter, an der Passargemündung, also in einer Entfernung von über 40 km von der Mündung des Abwasserkanales, dagegen 1 mg Arsen im Liter nachgewiesen. Diese Vermehrung des Arsengehaltes kann daher nicht den Abwässern von Königsberg, im besonderen den Abwässern der Königsberger Zellstoffabriken zugeschrieben werden, da, von der großen Entfernung völlig abgesehen, der Königsberger Seekanal mit seiner seewärts gerichteten Strömung dazwischen liegt und vom Pillauer Tief her das Haff den Strömungen der Ostsee unterliegt.

Das Gutachten der Technischen Deputation für Gewerbe betont mit Recht, daß das Haff kein stehendes Gewässer ist

[1]) Unsere Heimat, Königsberg i. Pr., den 1. XI. 1924, Nr. 20.

Innerhalb eines Jahres tritt ein vielfacher Wasserwechsel des Haffes ein. Durch das Pillauer Tief und durch die Zuflüsse, jetzt auch ohne Nogat, findet ständig eine Erneuerung des Haffwassers statt (vergl. Karte des Haffes). Eine wesentliche Veränderung des Gehalts an mineralischen Stoffen kann als ausgeschlossen gelten. Von einer Versalzung des Haffs, die Lentz annimmt, kann daher keine Rede sein. Von der eben erwähnten Wassererneuerung abgesehen, sind die dem Haff zugeführten Abwässer im Verhältnis zu dessen Wassermenge — ich schätze die Abwässer von Königsberg einschließlich seiner gewerblichen Abwässer auf höchstens 0,5 m^3/sek — so gering, daß eine außerordentlich erhebliche Verdünnung erfolgt.

Daß die Abwässer der Zellstoffabriken von Königsberg Arsen, wahrscheinlich meist in Form von Arsentrioxyd, enthalten, wird nicht zu bestreiten sein. Je nach der zur Verwendung gelangenden Schwefelsäure wird dessen Menge schwanken. Nach den vielen Untersuchungen von Smith[2]) enthält im Durchschnitt:

Schwefelkies	1,649 vH	Arsen,
rohe Schwefelsäure	1,051	,, ,,
rohe Salzsäure	0,691	,, ,,
Natriumsulfat	0,029	,, ,,
Sodarückstände	0,442	,, ,, .

Arsen bringen außerdem die Abwässer von Gerbereien und Lederfabriken, von Fettfabriken, Webereien, Färbereien, Bleichereien und Druckereien sowie von Soda- und Pottaschefabriken. Wenn das Gutachten der Technischen Deputation für Gewerbe von einem Arsengehalt von 23 mg in einem Liter Abwasser der Zellstoffabriken spricht, so ist zuzugeben, daß dieser Gehalt ein sehr hoher ist. Ich setze allerdings voraus, daß er als Mittelwert einer Reihe von Untersuchungen unter allen möglichen Verhältnissen, im besonderen unter Berücksichtigung der wechselnden Belastungen der Werke festgestellt wurde. Das Arsen kann durch Zusatz von Kalkmilch unter Beigabe von Eisenvitriol verhältnismäßig leicht beseitigt werden. Diese Beseitigung durch Reinigungsanlagen am Ort des Anfalles der arsenhaltigen Abwässer, also der Zellstoffabriken, vorzunehmen, wird diesen Fabriken nachdrücklichst auferlegt werden müssen, da sonst mit der Zeit, wie auch das Gutachten ausführt, eine schädliche Anreicherung z. B. des Absitzschlammes eintreten könnte. Wir erwähnten bereits, daß 200 m westlich der Mündung des Königsberger Abwasserkanales der Arsengehalt nur 0,1 mg in 1 Liter Haffwasser beträgt. Eine andere Untersuchung ergab, daß Wasser und Boden in einer Entfernung von 2000 m vor der Einmündungsstelle des Pregels in das Haff Arsen vermissen ließ. Die **heute** ins Haff gelangenden Arsenmengen sind daher unbedeutend. Bedenken wir, daß die Abwässer der Zellstoffabriken mit den übrigen Abwässern im Ableitungskanal gemischt und dadurch verdünnt werden und, wie schon festgestellt, die gesamte Abwassermenge von Königsberg eine außerordentliche Verdünnung in dem sich häufig erneuernden Wasser des Haffes erfährt, so wird von einer schädigenden Wirkung des ins Haff eingeführten Arsens nicht gesprochen werden können. Nach meiner Ansicht kann daher ein Zusammenhang zwischen Abwasser und Haffkrankheit **nicht** bestehen. Selbst beim Vorhandensein eines solchen Zusammenhanges wäre es unerklärlich, wie in großer Entfernung von der Zuführungsstelle der Abwässer, im besonderen am westlichen Ufer des Haffs im Danziger Freistaatsgebiet, Erkrankungsfälle eintreten sollten.

Wie das Tiefbauamt der Stadt Königsberg mitteilt, hält auch die medizinische Fakultät der Universität Königsberg den Zusammenhang der Haffkrankheit mit den städtischen Abwässern in keiner Weise für bewiesen. Außerdem hat der preußische Volkswohlfahrtsminister auf eine Anfrage der Direktion der Königsberger Zellstoffabriken geantwortet, daß in der amtlichen Bekanntgabe der Untersuchungsergebnisse nichts enthalten sei, daß die Fabrikabwässer die Ursache der Haffkrankheit seien.

In Königsberg hat sich eine Arbeitsgemeinschaft gebildet, in der außer dem Magistrat und den städtischen Werken die Direktoren des Hygienischen Institutes, des Pharmakologischen Universitätsinstitutes, des Chemischen Universitätsinstitutes, der Medizinischen Universitätsklinik, der Universitäts-Poliklinik, des Zoologischen und des Pathologischen Universitätsinstitutes sowie der Direktor des Nahrungsmitteluntersuchungsamtes der Landwirtschaftskammer vertreten sind. Ziel der Arbeitsgemeinschaft ist, zu erkunden, auf welche Ursachen die rätselhafte Haffkrankheit zurückzuführen ist.

Zuschrift zu der Berechnung von Pilzdecken nach der Theorie und den Tabellen von Dr.-Ing. Lewe.

Bridge Department N. C. State Highway Comm., Raleigh N. C.
Von Dipl.-Ing. Arnold Escher.

Im Anschluß an die Bemerkungen zur Leweschen „Strenge Lösung des Pilddeckenproblems" von Dipl.-Ing. A. Mehmel auf Seite 228 vom „Bauingenieur" d. J. sei folgendes erwähnt.

Die Tabellen im Kapitel II sind offenbar aufgestellt unter Annahme einer gleichmäßigen Stützenreaktion über die ganze Oberfläche der Unterlagsplatte bzw. des Säulenkopfes, wobei die größere Steifigkeit dieser Unterlagsplatte oder dieses Säulenkopfes außer Betracht geblieben ist.

Diese kann jedoch eingeführt werden nach der im Kapitel V gegebenen Lösung, wo für den Fall einer Unterlagsplatte die Lösung vollständig gegeben ist. Für den Fall eines verbreiterten Säulenkopfes wäre eine ähnliche Lösung leicht aufzustellen, da sich dabei nur der Koeffizient c_0 ändert.

Es sind auch in diesem Kapitel einige Fehler unterlaufen, die die Betrachtungen teilweise ziemlich undeutlich machen. Im Nachstehenden soll eine Richtigstellung versucht werden, die gleichzeitig einige Abänderungen in der eigentlichen Lösung enthält.

Man kann sich die Pilzplatte belastet denken unter Annahme einer gleichmäßigen Reaktion der Säule (und nicht der Unterlagsplatte) nach einem der früher abgeleiteten Lastfälle. Des weiteren verursacht die Unterlagsplatte eine Belastung nach Lastfall 42. Da jedoch zwischen Pilzplatte und Unterlagsplatte keine Fuge besteht, treten an dieser Stelle Schubkräfte auf, die in der Pilzplatte ein Zusatzmoment verursachen. Die Durchbiegung und Krümmung infolge dieses Zusatzmoments kann man sich näherungsweise entstanden denken durch einen Zusatz der Belastung p' im Lastfall 42, so daß dann im ganzen die Pilzplatte nur nach einem der früher abgeleiteten Lastfälle in Verbindung mit Lastfall 42 zu berechnen ist.

Die Durchbiegung am Randpunkt der Pilzplatte wird:

$$\delta_0 A = \frac{a^4}{E\,J_0}\,(c_1\,p + c_2\,p'),$$

worin J_0 das Querschnittsträgheitsmoment der Pilzplatte pro lfd. m, p und p' die äußeren und inneren Belastungen und c_1 und c_2 die zugehörigen Tabellenzahlen.

Die Unterlagsplatte wird belastet durch Lastfall 42 (negativ), wobei p' wieder zu vergrößern ist infolge der Schubkraft in der gedachten Fuge. Die Durchbiegung wird:

$$\delta_u A = c_0\,p'\,\alpha^4\,a^4\,\frac{1}{E\,J_u},$$

worin α a die Ausladung, J_u das Querschnittsträgheitsmoment der Unterlagsplatte pro lfd. m und c_0 ein Faktor ist.

Setzt man $\delta_0 A = \delta_u A$:

$$p'\left(c_0\,\frac{\alpha^4 a^4}{E\,J_u} - c_2\,\frac{a^4}{E\,J_0}\right) = \frac{a^4}{E\,J_0}\,c_1\,p,$$

$$p' = p\,\frac{c_1}{c_0\,n\,\alpha^4 - c_2}, \quad \text{worin } n = \frac{J_0}{J_u}.$$

Für streifenweise Belastung gilt:

$$\delta_0 A + \delta_0 A' = \delta_u A + \delta_u A',$$

$$\frac{a^4}{E\,J_0}\left\{(c_1' + c_1'')\,p + 2\,c_2\,p''\right\} = p''\,(c_0 + c_0')\,\frac{\alpha^4 a^4}{E\,J_u},$$

$$p''\left\{(c_0 + c_0')\,\frac{\alpha^4 a^4}{E\,J_u} - 2\,c_2\,\frac{a^4}{E\,J_0}\right\} = \frac{a^4}{E\,J_0}\,(c_1' + c_1'')\,p.$$

[2]) König, Die Verunreinigung der Gewässer.

Da nun $c_1' + c_1'' = c_1$ (Superposition) und der Teil mit $c_0 + c_0'$ sehr klein ist gegenüber dem mit c_2, so ist näherungsweise:

$$p'' = \frac{1}{2} p'$$

Auswertung für unendlich ausgedehnte Pilzplatte nach Chicagoer Vorschriften. Durchgehende Belastung:

$$d_u = \frac{2}{3} d_0, \qquad n = \frac{1}{\left(\frac{2}{3}\right)^3} = \frac{27}{8}.$$

Berechnet man die mittlere Durchbiegung der Unterlagsplatte unter gleichmäßiger Belastung als diejenige einer Kreisplatte mit demselben Flächeninhalt, so wird für $BE = \frac{2}{3}\alpha a$:

$$\delta_u A \infty \frac{p'\left(\frac{2}{3}\cdot 1{,}13\,\alpha a\right)^4}{8 E J_u} = \frac{1}{25}\cdot\frac{\alpha^4 a^4}{E J_u} p',$$

$$c_0 = {}^1/_{25}.$$

Nimmt man jedoch $c_0 = {}^1/_{32}$, was genauer sein wird, so wird

$$p' = p \frac{c_1}{\frac{1}{32}\cdot\frac{27}{8}\cdot\frac{1}{3^4} - c_2}.$$

Lastfall 42: $\xi = 0$; $\eta = 0{,}33$:

$$c_2 = -0{,}000257 + \frac{0{,}0833}{0{,}25}(-0{,}000532 + 0{,}000257) = -0{,}000348.$$

Lastfall 2: $\xi = 0$; $\eta = 0{,}33$ (Stützenbreite $2\cdot\frac{1}{9}a \infty 2\cdot 0{,}125\,a$):

$$c_1 = 0{,}01468 + \frac{0{,}0833}{0{,}25}(0{,}03935 - 0{,}01468) = 0{,}02290,$$

$$p' = p\frac{0{,}02290}{0{,}001302 + 0{,}000348} = 13{,}9\,p.$$

Die Krümmung ist jetzt überall (auch oberhalb der Unterlagsplatte) durch Lastfälle 2 + 42 gegeben; die Momente daher auch.

Schließlich sei noch bemerkt, daß auf Seite 26 Lastfall 42, Durchbiegung, die Tabellenzahl für die Koordinaten $\xi = 0{,}50$, $\eta = 0$ unrichtig ist; es soll hier heißen $-0{,}00053$.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zur Frage der Nutzlasten bei Garagenbauten[1]).

Von Dr.-Ing. Luz David, Magistratsbaurat am Statischen Büro der Baupolizei Berlin.

Im folgenden soll untersucht werden, inwieweit die unter C, Ziff. 4 der ministeriellen Bestimmungen vom 24. XII 1919 als Nutzlast angegebenen 500 kg/m² in praxi erreicht bzw. unterschritten werden. Eine Untersuchung der wirtschaftlichsten Trägerteilung ist nicht beabsichtigt. Es ist von verschiedenen Seiten schon darauf hingewiesen worden[2]), daß das Garagenproblem in nicht allzu ferner Zeit eine beherrschende Stellung einnehmen werde. Infolgedessen ist es dabei nur natürlich, daß der Frage der Nutzlast für Personenwagen (und nur von solchen soll zunächst die Rede sein) etwas näher getreten werden muß, da sie hier von besonderer wirtschaftlicher Bedeutung sein wird.

Gesamtgewicht 2400 kg, Vorderachse 0,9 t, Hinterachse 1,5 t.

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Zunächst soll der Fall sog. Heimatgaragen untersucht werden, wobei ein System von abgeschlossenen Boxen 3 × 6 m angenommen wird. Als Nutzlast wird zunächst ein besonders schwerer Wagen von 2400 kg Gesamtgewicht (Daimler 24/100/140 PS) zugrunde gelegt (Abb. 1).

Die Boxen sollen 6 × 3 m sein.

Die Decken sind Steineisendecken zwischen eisernen Trägern mit einem Überbeton von 3 cm und 2 cm Estrich. Es soll schon nach den Grundsätzen der künftigen Bestimmungen gerechnet werden.

I. Berechnung als Balken auf 2 Stützen.

A. Berechnung mit einer versuchsweise angenommenen äquivalenten Nutzlast von p = 400 kg/m², l = 3,1 (vgl. Abb. 2).

Eigengewicht:		
	10 cm Hohlsteine	130 kg/m²
	3 „ Überbeton	66 „
	2 „ Estrich	44 „
	g =	240 kg/m²
	p =	400 „
	q =	640 kg/m²

[1]) Die Frage der Belastungsannahmen ist im Arbeitsausschuß für das Garagewesen der Deutschen Gesellschaft f. Bauingenieurwesen wegen ihrer einschneidenden Bedeutung Gegenstand eingehender Beratung.

[2]) Das Garagenproblem in den deutschen Großstädten, von Regbmstr. a. D. Dr.-Ing. Georg Müller, Bln-Lankwitz; eine gründliche außerordentlich lesenswerte Abhandlung. Deutsche Bauzeitung 1925, Nr. 2 u. 3.

$d = 13; \quad h = 11,5 = \frac{1}{26},$

$$M = \frac{640 \cdot 3,1^2}{10} = \mathbf{615} \text{ mkg}.$$

Weese $\sigma = 35/1200, \quad M = 633$ mkg,

$$f_e = 5,10 \cdot \frac{615}{633} = 4,95 \text{ cm}^2, \quad z = 10,33.$$

6 Fugen; gewählt $5 \varnothing 10 = 3,93$
$1 \varnothing 12 = 1,13$
$5,06 \text{ cm}^2$

$$\tau = \frac{3,1 \cdot 640}{2} \cdot \frac{1}{47 \cdot 10,33} = 2,05 \text{ kg/cm}^2.$$

B. Mit Einzellasten zu 0,75 t (Abb. 3).

$$b_1 = \frac{2}{3} l = \frac{2}{3} \cdot 3,1 = \mathbf{2,07} \text{ m},$$

$$b_2 = \frac{l}{3} + t_2 + 2s = \frac{3,1}{3} + 0,12 + 0,06 = \mathbf{1,20}.$$

Nach Abb. 3 erhalten wir das Größtmoment infolge Radlasten:

$$M = \frac{1}{3,1} \cdot 0,75 \left(\frac{0,47}{1,68} + \frac{1,91}{2,00} \right) 1,19 = 0,356 = 356 \text{ mkg}$$

$$\text{hierzu } M_g = \frac{240 \cdot 3,1^2}{10} = 230 \text{ ,,}$$

$$586 \text{ mkg}$$

Mit $p = 400$ erhielten wir 615 mkg. Infolgedessen Berechnung unter A mit $p = 400$ kg/m² hier ausreichend.

Berechnung der Schubspannungen:

$$\max Q = A = \frac{1}{3,1} [0,75 (1,48 + 2,92)] = 1,07 \text{ t}; \quad b = 1,2 \text{ m}.$$

$$\tau = \frac{1}{1,2} \cdot \frac{1070}{47 \cdot 10,33} = 1,85 \text{ kg/m}^2.$$

Nach Abb. 4—6 wird:

$$M_3^P = \sum \frac{\eta l P}{b} \qquad (l P = 3,1 \cdot 750 = 2320)$$

$$= \frac{1}{2,05} \cdot 0,168 \cdot 2320 + \frac{1}{1,5} \cdot 0,032 \cdot 2320 = 190 + 50 = 240 \text{ mkg}$$

$$\text{hierzu } M_g = 165 \text{ ,,}$$

$$\max M_3 = 405 \text{ mkg}$$
(640, 586)

$$M_B = \frac{1}{1,39} \cdot 0,015 \cdot 2320 + \frac{1}{2,07} \cdot 0,1004 \cdot 2320$$

$$+ \frac{1}{1,94} \cdot 0,076 \cdot 2320 + \frac{1}{1,86} \cdot 0,04 \cdot 2320$$

$$= 25 + 110 + 90 + 50 = 275 \text{ mkg}$$

$$\text{hierzu } M_g = 246 \text{ ,,}$$

$$521 \text{ mkg}$$

Nun als kontinuierlicher Balken mit Ersatzlast 400 kg:

$g = 240$ mkg
$p = 400$,,
$g = 640$ mkg

$$M_1 = 0,077 \cdot 240 \cdot 3,1^2 + 0,10 \cdot 400 \cdot 3,1^2 = 561 \text{ mkg}$$
$$M_3 = 0,036 \cdot 240 \cdot 3,1^2 + 0,081 \cdot 400 \cdot 3,1^2 = 393 \text{ ,,}$$
$$M_B = -(0,107 \cdot 240 \cdot 3,1^2 + 0,121 \cdot 400 \cdot 3,1^2) = -708 \text{ ,,}$$
$$M_C = -(0,071 \cdot 240 \cdot 3,1^2 + 0,107 \cdot 400 \cdot 3,1^2) = -573 \text{ ,,}$$

Abstellgaragen.

Gedacht ist ein Grundriß von der Art der Abb. 7. Hier ist die Wahl des in Rechnung zu stellenden Raddruckes schwieriger, weil einmal zu berücksichtigen ist, daß im ganzen genommen große und kleine Wagen vermischt untergestellt werden, ferner nicht außer acht gelassen werden darf, daß es ohne weiteres möglich ist, daß z. B. drei mittelschwere Wagen (wie in der Abb. schraffiert) ungünstig stehen können. Somit ist hier mit $P = 0,5$ t gerechnet worden. Unter $P = 0,5$ t herunterzugehen, wäre nicht gerechtfertigt, weil wir ohnehin ohne Berücksichtigung der durchaus nicht gleichgültigen Schwingungen die Querschnitte bemessen.

Bei der Berechnung ist davon ausgegangen worden, daß ein kontinuierliches Deckensystem auf 5 Stützen betrachtet wurde in der Annahme, daß sich die Kontinuität nicht wesentlich über die 4 Felder hinaus erstrecke. Wie in der Abb. angedeutet, soll die Abstellgarage in Abteilungen von 2,1 m Breite abgeteilt sein, was etwa durch Radabweiser R erfolgen könnte. Da 2,1 m keine praktisch günstige Deckenspannweite ist, so soll unter jedem zweiten Feld ein Deckenträger angeordnet sein, so daß wir ein Tragwerk nach Abb. 8 erhalten.

B = Deckenbalken, R = Radabweiser, m = Markenstrich.

Abb. 7.

Vorerst wird nun diese Decke wiederum mit Hilfe einer gleichmäßigen Ersatznutzlast von

$$p = 300 \text{ kg/m}^2$$

vorberechnet werden.

Decke:			
	10 cm Hohlsteine	130 kg/m²	
	4 ,, Beton	88 ,,	
	2 ,, Estrich	44 ,,	
		$g =$	262 kg/m²
		$p =$	300 ,,
		$q =$	562 kg/m²

Als Platte über 4 Öffnungen nach Betonkalender:

$$M_1{}^{3)} = 0,0770 \cdot 262 \cdot 4,2^2 + 0,10 \cdot 300 \cdot 4,2^2 = + 885 \text{ mkg}$$
$$M_3 = 0,0360 \cdot 262 \cdot 4,2^2 + 0,081 \cdot 300 \cdot 4,2^2 = + 595 \text{ ,,}$$
$$M_B = -(0,107 \cdot 262 \cdot 4,2^2 + 0,121 \cdot 300 \cdot 4,2^2) = -1135 \text{ ,,}$$
$$M_C = -(0,071 \cdot 262 \cdot 4,2^2 + 0,107 \cdot 300 \cdot 4,2^2) = -892 \text{ ,,}$$

Querschnittsbemessung.

a) Endfeld: Es ist beabsichtigt mit $d = 14$, $h = 12,5$ auszukommen. Im Endfeld reicht das jedoch nicht aus, es muß hier 1 cm Aufbeton mehr aufgebracht werden. Es ist dann nach Weese für $h = 13,5$, $\sigma = 35/1200$:

$$M_{zul} = 872,3; \quad f_e = 5,99 \cdot \frac{885}{872,3} = 6,08 \text{ cm}^2;$$

6 Fugen; gewählt $6 \varnothing 12$, $f_e = 6,79$ cm².

b) Über der ersten Stütze:

$$M_B = -1135 \text{ mkg}.$$

An der Anfallstelle im Abstande 15 cm wird:

$$M_a = \frac{562 \cdot 4,05 \cdot 0,15}{2} - 1135 \frac{4,05}{4,20} = 171 - 1094 = -923 \text{ mkg};$$

$$h = 13,5, \quad \sigma = 37/1200, \quad M = 912,8, \quad f_e = 6,28 \cdot \frac{912,8}{923} = 6,22 \text{ cm}^2,$$

gewählt wie im Felde $6 \varnothing 12$, $f_e = 6,79$ cm².

[3]) Die Indizes der M beziehen sich auf die Bezeichnungsweise im Betonkalender. In der Abb. dagegen ist mit Rücksicht auf die Auftragung der Einflußlinien die Öffnung in 6 Teile geteilt.

Größt-Moment	Balken auf 2 Stützen		Heimat-Garagen										Abstell-Garagen									
			Kontinuierliche Platte mit Einflußlinien untersucht		Halb eingespannte Platte nach den zukünftigen Bestimmungen				dgl., jedoch mit den erleichterten Werten bei Vouten $1/_{10} \times 1/_{3}$)				Kontinuierliche Platte mit Einflußlinien untersucht		Halb eingespannt nach den zukünftigen Bestimmungen				dgl. mit den erleichterten Werten Voulen $1/_{10} \times 1/_{30}$			
Infolge:					g = 240; p = 400; g = 640										g = 262; p = 300; g = 562							
	p = 400 $\frac{q l^2}{10}$	Einzellast P = 750 kg	p = 400	Einzellast P = 750 kg	$\frac{q l^2}{11}$	$\frac{q l^2}{15}$	$\frac{q l^2}{9}$	$\frac{q l^2}{10}$	$\frac{q l^2}{12}$	$\frac{q l^2}{18}$	$\frac{q l^2}{9}$	$\frac{q l^2}{10}$	p = 300	Einzellast P = 500 kg	$\frac{q l^2}{11}$	$\frac{q l^2}{15}$	$\frac{q l^2}{9}$	$\frac{q l^2}{10}$	$\frac{q l^2}{12}$	$\frac{q l^2}{18}$	$\frac{q l^2}{9}$	$\frac{q l^2}{10}$
	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg	mkg
M_1*)	615	586	561	405	560	—	—	—	512	—	—	—	885	688	900	—	—	—	824	—	—	—
M_2*)	—	—	393	—**)	—	410	—	—	—	342	—	—	595	—**)	—	660	—	—	—	550	—	—
M_B*)	—	—	−708	521	—	—	685	—	—	—	685	—	1135	898	—	—	1100	—	—	—	1100	—
M_c*)	—	—	−573	—**)	—	—	—	615	—	—	—	615	892	—**)	—	—	—	990	—	—	—	990

*) Nach den Bezeichnungen des Betonkalenders.
**) Das zweite Feldmoment, sowie das zweite Stützenmoment sind nicht erst berechnet worden, da auch sie keine ungünstigeren Werte ergeben würden.

Natürlich könnte man hier, da Vollbeton, mit σ_B noch höher gehen, dies bringt jedoch keinerlei Vorteile.

Wir haben indessen genau genommen zwei Belastungseinflüsse vernachlässigt: 1. die kleine Mehrlast von 22 kg/m² infolge des Aufbetons der Endfelder, 2. den Zuwachs infolge des Vollbetons von $\frac{1}{6} = 0{,}52$ (vgl. Abb. 2). Die Vergrößerung kann im vorliegenden Falle vernachlässigt werden, sie beträgt etwa 2 vH.

Berechnung mit Radlasten 0,5 t.

In Abb. 9 sind die Eigengewichtsmomente, in Abb. 10 und 11 die Einflußlinien[4]) für das Endfeldmoment M_3 und das Stützenmoment M_6 aufgetragen.

Abb. 11 enthält die Kurven der wirksamen Plattenbreiten, wie sie im Vorentwurf der Eisenbetonbestimmungen vorgesehen sind, und zwar in der Mitte:

$$b_1 = \frac{2}{3} \cdot 4{,}2 = 2{,}8 \text{ m}.$$

Am Auflager: $b_2 = \frac{1}{3} \cdot 4{,}2 + 12 + 2{,}5 = 1{,}62$ m.

Die Zwischenpunkte sind als auf einem Kreisbogen liegend angenommen. Die Lastbeiträge werden nun jeweils auf die wirksame Plattenbreite b bezogen, dann ergibt sich das Feldmoment zu:

$$M_3 = \sum \frac{\eta \, l P}{b};$$

mit $l P = 4{,}2 \cdot 500 = 2100$ erhält man:

[4]) Nach Griot, Einflußlinien.

$$M_3 = \frac{1}{2,30} \cdot 0,0617 \cdot 2100 + \frac{1}{2,8} \cdot 0,1998 \cdot 2100$$
$$+ \frac{1}{2,75} \cdot 0,1480 \cdot 2100 + \frac{1}{1,95} \cdot 0,016 \cdot 2100$$
$$+ \left[\frac{1}{1,95} \cdot 0,004 \cdot 2100 + \approx \frac{2}{2,75} \cdot 0,0104 \cdot 2100 + \frac{0,0035}{2,34} \cdot 2100 \right]$$
$$= 336,6 + 23,4 = 360 \text{ mkg}.$$

$$\max M_3 = 360,0 + M_g = 360,0 + 328^{5)} = \sim 688 \text{ mkg } (885).$$

Man erkennt, daß der Beitrag des dritten Feldes (durch eckige Klammer gekennzeichnet) nur $\frac{2340}{688} = 3,4$ vH des Gesamtmomentes ausmacht; es hat somit keinen Sinn bei der Unsicherheit der gesamten Rechnungsgrundlagen, diese kleinen Beitragstrecken zu beachten.

Das Stützenmoment M_B ergibt sich:

$$M_B = \frac{1}{2,18} \cdot 0,043 \cdot 2100 + \frac{1}{2,8} \cdot 0,0793 \cdot 2100$$
$$+ \frac{1}{2,78} \cdot 0,1004 \cdot 2100 + \frac{1}{2,08} \cdot 0,041 \cdot 2100 + \frac{1}{2,02} \cdot 0,03 \cdot 2100$$
$$+ \frac{1}{2,78} \cdot 0,083 \cdot 2100 + \frac{1}{2,8} \cdot 0,0737 \cdot 2100 + \frac{1}{2,28} \cdot 0,0253 \cdot 2100$$
$$+ \left[\approx \frac{1}{2,16} \cdot 0,003 \cdot 2100 + \frac{1}{2,8} \cdot 2 \cdot 0,0066 \cdot 2100 + \frac{1}{2,18} \cdot 0,0024 \cdot 2100 \right]$$
$$= 390,5 + 15,2 = 405,7 \text{ mkg, hinzu } M_g,$$

auch hier macht die dritte Beitragsfläche nur $\frac{1520}{810} = 1,88$ vH aus.

$$\max M = 405,7 + 493^{5)} = 894,6 \sim 898 \text{ mkg } (1135).$$

M und M_q sind nicht erst ermittelt, sie werden ebenfalls kleiner.

Vorstehend ist die Berechnung für ein kontinuierliches Vieröffnungssystem aufgestellt worden. Nunmehr soll die Berechnung nach den in Aussicht stehenden Bestimmungen für Steineisendecken vergleichsweise durchgeführt werden, um festzustellen, ob mit den vorgeschlagenen Ersatznutzlasten von 400 bzw. 300 kg/m² nicht allzukleine Abmessungen und Bewehrungsverhältnisse geschaffen werden.

Für unser Tragwerk kämen dann in Frage:

$$M_1 = \frac{q\,l^2}{11}, \quad M_B = \frac{q\,l^2}{9}, \quad M_3 = \frac{q\,l^2}{15}, \quad M_C = \frac{q\,l^2}{10};$$

an den Mittelstützen ist auf jeder Seite Vollbeton mit wagerechter Eisendeckung vorzusehen. Werden überdies Vouten l/10 lang und l/30 hoch vorgesehen, dann sind:

$$M_1 = \frac{q\,l^2}{12}, \quad M_3 = \frac{q\,l^2}{18}, \quad M_B \text{ und } M_C \text{ wie oben.}$$

In unserem Falle wird:

$$M_1 = \frac{q\,l^2}{11} = \frac{562 \cdot 4,2^2}{11} = +909 \text{ mkg; bzw. } \frac{q\,l^2}{12} = \frac{562 \cdot 4,2^2}{12} = 824 \text{ mkg,}$$

$$M_2 = \frac{q\,l^2}{15} = \frac{562 \cdot 4,2^2}{15} = +660 \text{ mkg; bzw. } \frac{q\,l^2}{18} = \frac{562 \cdot 4,2^2}{18} = 550 \text{ mkg,}$$

$$M_B = -\frac{q\,l^2}{9} = -\frac{562 \cdot 4,2^2}{9} = -1100 \text{ mkg,}$$

$$M_C = -\frac{q\,l^2}{10} = -\frac{562 \cdot 4,2^2}{10} = -990 \text{ mkg.}$$

In der angeschlossenen Tafel ist nun eine Übersicht der Momentenwerte nach den verschiedenen Momentenverfahren gegeben.

Zusammenfassung.

Die vorstehenden Untersuchungen, die die Unterlagen für eine Erleichterung in der vorgeschriebenen Nutzlast für Garagen bieten sollen, enthalten verschiedene Annahmen, die z. T. auf den künftigen Bestimmungen beruhen. Nicht allein hinsichtlich der zugrundegelegten Wagengewichte und der als zweckmäßig bezeichneten Wagenstand- und Boxenabmessungen, sondern auch in statischer Hinsicht z. B. bezüglich der wirksamen Plattenbreite). Aus dem Grunde nun, weil die neuen zu erwartenden ministeriellen Bestimmungen für Eisenbeton und auch für Steineisendecken noch nicht erschienen und nicht in Kraft sind, kann natürlich zur Stunde noch nicht nach ihnen gerechnet werden.

[5]) Genau genommen konnte man ja M_g in Abb. 9 im Abstand 15 cm abgreifen; dies ist jedoch deshalb nicht geschehen, weil mit der vorherigen Berechnung mit 300 kg Ersatzlast das Moment ebenfalls genau über der Stütze berechnet wurde.

Aus vorstehenden Untersuchungen heraus kann jedoch gesagt werden, daß, wie ein Blick auf die Tafel lehrt, für **Abstellgaragen** 300 kg/m², für **Heimatgaragen** 400 kg/m² als eine **ausreichende Nutzlast anzusprechen wäre**, statt der bisher noch immer vorgeschriebenen 500 kg/m². Allerdings ist es eine unumstößliche Forderung bezüglich der Deckenkonstruktion, daß mindestens eine **Überbetonschicht von 3—4 cm**, je nach Stärke des vorgesehenen Estrichs, **ferner Verteilungseisen vorzusehen sind.**

Was die Zufahrten betrifft, so kommt für sie nur Ausführung in reinem Eisenbeton in Frage. Eine Untersuchung für eine planmäßig verteilte Nutzlast von 500 kg/m² bzw. für Raddrücke von 2,5 t wäre als ausreichend anzusehen. Während für Garagen mit besonderen Reparaturräumen die Boxendecken eines Erschütterungszuschlages wohl **kaum bedürfen**, so ist in jenen Boxen, in denen Reparaturen vorgenommen werden, sowie in den Zufahrtsstraßen selbst, mit einem Erschütterungszuschlage zu rechnen, wenn nicht vorgezogen wird, die reduzierten Spannungen zugrunde zu legen.

Die Technische Messe in Frankfurt a. M.

Der diesjährigen allgemeinen Frankfurter Frühjahrsmesse vom 17.—22. April war eine **Technische Messe** eingegliedert. Das künstlerisch und technisch ansprechende „Haus der Technik" gab einen würdigen Raum für diese Technische Messe ab, ohne sie allerdings ganz fassen zu können. Eine Anzahl von Ständen war im Freien aufgestellt. Wer zur technischen Messe kam, um bautechnische Neuheiten zu sehen, kam kaum auf seine Kosten, wenn er nicht besonderen Gefallen fand an dem neuerrichteten „Haus der Moden", dessen Tore sich erstmals der diesjährigen Frühjahrsmesse geöffnet hatten, und das im architektonischen Gesamtbild der Messebauten und Messeplätze ein erfreuliches Wort mitspricht. Doch davon ist hier nicht zu berichten.

Die „Technische Messe" stand im Zeichen des Maschinenbaues und der Elektrotechnik. Das Gebiet des Bauwesens trat ziemlich in den Hintergrund. Wenige Stände nur galten ihm. Und dort waren meist alte Bekannte zu treffen. Die bekannten Beton-, Wand- und Deckenhohlsteine, Ambisteine, Eurichsteine, Triolsteine, Germanialeichtsteine standen wieder zur Schau. In einem besonderen im Freien stehenden Probehäuschen aus Ambisteinen wurde die Herstellung dieser Steine mit den erforderlichen Maschinen vorgeführt. Gleich gegenüber hatten die Vereinigten Ziegeleien Frankfurts ein in ganz modernen Formen gehaltenes Backsteinhäuschen errichtet, ein Dokument für die Reize unverputzten Backsteinbaues und die Fülle architektonischer Ausdrucksmöglichkeiten beim Backstein. Die Firma Dyckerhoff & Widmann war mit Betonröhren, polierten Betonwaren (Waschtoiletten) und Hohlsteinen vertreten. Selbstverständlich fehlten die Neuwieder Schwemmsteine und auch die Schamottewaren nicht. Den Kunststeinbau brachte ein Stand der Frankfurter Firma Eurich zur Geltung. Proben des Stahlbetons Prof. Kleinlogel mit Ausgangsprodukten gestatteten weitere Einblicke in die Natur dieses neuen Baustoffs; reichliche Prospekte zeugten von schon ausgedehnter Anwendung des Stahlbetons. Aufklappbare Modelle von Holzwohnhäusern brachten diese Hauskonstruktion für den Siedlungsbau wieder in Erinnerung. Modelle von weitgespannten Holzdachbindern aus verleimten I-Profilen, System Körber-Halle, erzählten, nicht überzeugend, von Vereinfachung der Holzkonstruktionen und Holzersparnis. An Dachbaustoffen waren das fugenlose Durumfix-Dach sowie Proben von Bitumitekt- und Estralit-Pappen ausgestellt. Auf dem Gebiete der Dachdeckung fiel die in Süddeutschland wenig bekannte Steinrinne von Menzel-Ruhland auf, eine Rinne aus Ziegelmaterial, die mit den Ziegeln zusammen eingehängt wird und die Blechrinne ersetzen soll. Mit dieser relativ schmalen Auslese war der rohbautechnische Teil der Messe erledigt. Man hätte nach der Entwicklung der Zementindustrie nach der Seite der hochwertigen Zemente erwarten können, daß man auf diesem Gebiete mit einem größeren Untersuchungsmaterial an die Öffentlichkeit treten würde. Allein dies war nicht der Fall. Es bleibt dies einer späteren Zeit vorbehalten. Eine Anzahl Stände mit Öfen, Herde, Wasserhähnen, Badeeinrichtungen vertraten den Innenausbau.

Die Zahl der Stände für Rohbau und Innenausbau kamen nicht im entferntesten auf gegenüber dem breiten Raum, den die Stände für Dieselmotore, Drehbänke, Werkzeugmaschinen, Sägeschleifmaschinen, Schnelldruckpressen, Nähmaschinen, Schneidermaschinen, Kühleinrichtungen, landwirtschaftliche Maschinen, „Bulldoggen", Kraftwagen und Motorräder, sämtliche der allermöglichsten Fabrikate, einnahmen. Das Gerassel und Getön der meist laufenden Maschinen verhalf vollends diesem Teil der Messe zur Vorrangstellung. Im Anbau des „Hauses der Technik" wetteiferten Gas und Elektrizität. Das Gas „kämpfte" mit seiner Billigkeit, die Elektrizität trat in den Kampf mit der ungeheuren Menge der Apparate und ihrer vielseitigen Anwendung. In den Ständen auf den Galerien des Hauses blühte in stiller Pracht der endlose Farbenflor brennender elektrischer Steh- und Hängelampen, der künstlerischen Form nach von bedenklich weitem Pendelschlag. Wohl das modernste Lied der ganzen Messe sangen die Radio-Lautsprecher in der „Radio-Halle".

Der Besuch der Messe am Sonntag war gut. Hoffentlich waren es nicht nur Schaulustige, wie es den Anschein hatte.

Dr. Hummel, Karlsruhe i. B.

Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Materialforschung Berlin-Dahlem.

Zweiunddreißigster Jahrgang 1924. Drittes und viertes Heft. Berlin 1925, Verlag von Julius Springer.

Das Heft bringt u. a. kürzere Mitteilungen über Metallprüfung, und zwar über verfrühte Einschnürungen vor Erreichen der Höchstlast beim Zerreißversuche, deren Ausprägung bzw. wieder Ausglätten (Versuche von W. Kunze), ferner einen Beitrag zur Analyse der Zerreißversuche (von G. Sachs), zur Spannungsverteilung im Fließkegel (von Stamer), über die Materialverfestigung im Fließkegel (von W. Kunze) und über den Einfluß verschiedener Belastungsgeschwindigkeiten auf Festigkeit und Formänderung von Flußeisen (von W. Kunze). Ferner wird über die Tragfähigkeit von Zementkabelrohren, über das Verhalten der Alkalien des Zements bei Lagerung von Zement und Zementmörtelkörpern in Wasser berichtet. Aus den Ergebnissen der Zementkabelrohrprüfung geht hervor, daß die halben Rohre durchweg größere Festigkeit geliefert haben als die ganzen gleicher Art; dies beweist, daß bei großen Längen die Druckplatten trotz ihrer Dicke durchbiegen und die Belastung ungleichmäßig über die Druckfläche verteilen, ein Schluß, der auch durch die Zerstörungsart der Probestücke als richtig bestätigt wurde, da bei längeren Rohren stets der mittlere Teil zunächst zerdrückt wurde. Bei der Untersuchung über das Verhalten der Zementalkalien bei Wasserlagerung hat Rodt bereits im „Zement" berichtet. Bei Portland-Zementproben 1 : 3 bzw. reinem Portlandzement und Lagerung in Wasser geht neben Kalkabspaltung ein großer Teil der Alkalien in die Lagerungsflüssigkeit über. Enthält letztere Bicarbonat, so entsteht durch chemische Umsetzung Soda. Mit Verzögerung des Abbindevorgangs nimmt die Menge gelöster Alkali im Lagerungswasser zu und mit ihm u. U. der Sodagehalt. Bei Lagern vieler Würfel in kleinen Wassermengen kann deshalb deren Gehalt an Soda bzw. Ätznatron stark ansteigen. Hierauf ist u. a. zu achten, wenn es sich um die Beurteilung von Treiberscheinungen beim Lagern von Zementkörpern in Sulfatlösungen handelt. M. F.

Die Tung-Chi-Technische Hochschule in Woosung

übersendet ihren Bericht für die Zeit vom 18. 9. 1923 bis 15. 9. 1924.

Es ist der zwölfte Jahresbericht, den die in Deutschland bestens bekannte Kulturstätte für deutsche Geistesarbeit und deutsches technisches Können in China versendet. Wie alljährlich zeigt auch dieser Bericht, daß in dem alten Sinne, in durchaus deutsch-wissenschaftlicher Art die Hochschule auch in ihrem letzten Lebensjahre weitergeführt ist und dank den Männern, die sie von hoher Warte aus leiten und mit ihrem Wissen und ihrer Lebenserfahrung befruchten, mit innerem und äußerem Erfolge weiter entwickelt worden ist. Dies lassen auch erhebliche Neubauten und Erweiterungen erkennen, deren Fertigstellung und Erweiterung das vergangene Jahr gebracht hat. Leider hat das demgemäß besonders denkwürdige und erfolgreiche Studienjahr keinen ruhigen Abschluß gefunden, da die inneren Kämpfe Chinas sich nach den nahe gelegenen wichtigen Woosungforts zogen (die einen Hauptstreitpunkt bildeten) und nicht unerhebliche Räume der Hochschule für militärische Zwecke beschlagnahmten. Trotz dessen fand aber keine Einstellung des Studienbetriebes statt. Im Gegensatz dazu wurde die Hochschule zur normalen Zeit, wenn auch zunächst nur mit 40 vH der sonstigen Anzahl Studierender eröffnet. M. F.

Bauausstellung Essen 1925.

Die seit mehreren Jahren in Essen geplante Bauausstellung findet nunmehr in der Zeit vom 18. Juli bis einschließlich 16. August d. Js. statt; sie wird eine sinngemäße Beschränkung dahin erfahren, daß nur der Hochbau, der Ingenieurhochbau und der städtische Tiefbau vertreten sein sollen, letzterer aber nur insoweit, als er mit den Bauobjekten der Gemeinden in engster Verbindung steht. Die Ausstellu wird folgende Gruppen umfassen: Baustoffe für den Auf- und Ausba Baumaschinen, -geräte und -hilfsmittel, neue Baukonstruktionen unt Berücksichtigung der Gesundheitstechnik und Wärmewirtschaft d Hauses und Industriebau. Diese letzte Gruppe soll die Beziehung der Industrie zum Bauwesen darstellen, also den Werkstättenba die Errichtung von Industrie- und Verwaltungsgebäuden, Arbeite wohnungen und entsprechendes mehr zeigen. Von den Vereinen d Verbandes deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine veranstalt und der Bauausstellung angegliedert wird die Sonderausstellu „Deutsches Bauwesen" sein, die als Wanderausstellung des g nannten Verbandes zum erstenmal seit der Kriegseit in Essen sta findet und der Bauausstellung eine besondere fachliche Note verleih wird; somit wird die Bauausstellung über den Rahmen des r Zweckdienlichen auch nach der baukünstlerischen Seite hin in we voller Weise ergänzt sein. Anfragen zur Erlangung der Bedingung und weiterer Auskünfte sind zu richten an das „Büro der Bauau stellung Essen 1925", Essen, Bürohaus Glückauf, Zimmer 12.

Internationaler Wettbewerb Königin-Brücke, Rotterda

Auch bei diesem internationalen Wettbewerb war es der deutsch Bauindustrie beschieden, den Sieg davon zu tragen.

Die Stadtgemeinde Rotterdam hatte anfangs 1924 einen int nationalen Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für den Neub der alten Königin-Brücke über den Königshafen in Rotterdam a geschrieben.

Unter den 22 eingereichten Entwürfen erhielt den ausgesetzt einzigen Preis der Entwurf mit dem Kennwort „Op hoop van zege Verfasser dieses Entwurfes sind: Die M. A. N., Werk Gustavsbu b. Mainz, Grün & Bilfinger, A.-G., Mannheim, Jr. A. H. v Rood, Ingenieur und Architekt, Scheveningen.

Neben der Ausarbeitung des Bauvorganges bis ins kleinste w bei der Lösung der Aufgabe besonders auf den ungeheuer starken V kehr auf und unter der Brücke, der jeweils nur in einigen Nachtstund unterbrochen werden darf, Bedacht zu nehmen. Schließlich war au technisch und ästhetisch eine gute Lösung zu finden, die sich in d durch benachbarte Brücken und Umgebung gegebenen Rahmen g einpaßt.

Der preisgekrönte Entwurf sieht für die 50 m weite Mittelöffnu eine doppelarmige Klappbrücke mit festen Gelenken und unter Fahrbahn versenkten Gegengewichten vor. Die Seitenöffnungen s mit Flachbrücken überspannt. Der Entwurf ist von geschlosse Einheitlichkeit, Einfachheit und Klarheit, verzichtet auf alles üb flüssige Beiwerk und läßt durch seine Formgebung Wesen und Funkt des Bauwerkes deutlich erkennen. — Für den Bau ist eine Notbrü vorgesehen, die jedoch aus Ersparnisgründen so weit wie möglich Teilen der alten Königin-Brücke hergestellt werden soll. Das U setzen der alten Überbauten soll auf Schwimmgerüsten erfolgen, e durch Ebbe und Flut besonders erschwerte Arbeit.

Außerdem wurden seitens der Stadtgemeinde Rotterdam nachstehend angeführten Entwürfe angekauft:

1. Motto „Pentagram in cirkel" für Hfl. 5000,—; Einsen Ingenieur Emmen, Zivilingenieur in Rotterdam.
2. Motto „Brief ?" für Hfl. 1000,—; Einsender die Nederlands Fabriek van Werktuigen en Spoorwegmateriaal, gena Werkspoor, zu Amsterdam, unter Mitwirkung von W. M. Dud Architekt zu Hilversum und der Haarlem'schen Maschin fabriek, Gebr. Figée zu Haarlem.
3. Motto „Juliana" für Hfl. 1000,—; Einsender Gutehoffnun hütte A.-G., Oberhausen, unter Mitwirkung der N. V. Butzer's Beton- en Waterbouw, Den Haag-Dortmund u Jr. W. G. Witteveen, Architekt zu Rotterdam.

Eine eingehende Beschreibung der eingereichten Entwürfe w an dieser Stelle später erfolgen. R

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Baustoffe und kleine Zolltarifrevision.

Die Reichsregierung hat dem Reichsrat den Entwurf eines Gesetzes über Änderungen des alten Zolltarifgesetzes vom 25. XII. 1902 vorgelegt und um beschleunigte Verabschiedung dieser sog. „kleinen Zolltarifvorlage" gebeten. Der Gesetzentwurf berührt auch die Interessen der Bauindustrie, die in den vergangenen Jahren darauf angewiesen war, ausländischen Zement und, namentlich in Süddeutschland, auch Stabeisen aus Frankreich und Luxemburg zu beziehen.

Der Gesetzentwurf sieht für Portland-Zement, Roman-Zement, Schlacken-Zement usw. einen Zollsatz von 1,50 M. pro Doppelzentner vor, während nach dem alten Zolltarifgesetz von 1902 nur ein Zollsatz von 0,50 M. pro Doppelzentn erhoben wurde. Nach Inkrafttreten des neuen Zollgeset würde also der Bezug einer Wagenladung von 10 Tonn Zement aus Ländern, mit denen Deutschland keine Vertra zölle vereinbart hat, mit einem Zollsatz von 150,— M. v belastet sein. Hierzu treten dann noch die höheren Frac kosten, so daß der Bezug ausländischen Zements kaum no wirtschaftlich sein wird. Diese Verdreifachung des Zollsat wird von der Regierung damit begründet, daß die an Deuts land angrenzenden Länder, die in erster Linie als Lieferant und Bezieher in Betracht kommen, seit 1902 die Zollsä für Zement wesentlich erhöht haben, und zwar meist um Vierfache. Der Durchschnitt der ausländischen Zollsä

liege mit 1,50 M. über 200% höher als der zurzeit geltende deutsche Zoll. Es erheben z. B. pro Doppelzentner: Belgien einen Zoll von 1,60 M., die Schweiz von 2,04 M., die Tschechoslowakei von 3,36 M., Polen von 2,01 M., Italien von 1,90 M. Nur in Frankreich liegt der Zoll infolge der Unterbewertung des Franken nur um 2 Pf. über dem deutschen Satz, d. h., er beträgt 0,52 M. In England darf Zement zollfrei eingeführt werden. Von den Verbrauchern, die bei Fortfall der ausländischen Konkurrenz ihren Zement nur noch bei den deutschen Syndikaten beziehen können, wurde in der Vorbesprechung über den Zolltarif im vorläufigen Reichswirtschaftsrat Einspruch gegen eine so starke Erhöhung der Zementzölle erhoben. Die Reichsregierung hat dennoch aus handelspolitischen Erwägungen, die darauf hinzielen, die Ausfuhr zu erhöhen und die Einfuhr zu drosseln, den Zollsatz von 1,50 M. in Vorschlag gebracht. Der weiteren Begründung, daß es notwendig sei, die Wettbewerbsfähigkeit der stark entwickelten deutschen Zementindustrie zu erhalten, können auch die Verbraucher zustimmen. Sie müssen allerdings erwarten, daß sich die Zementindustrie, deren Einfluß auf dem durch hohe Zollmauern geschützten deutschen Baustoffmarkt zunehmen wird, ihrer Verantwortung hinsichtlich der Preisgestaltung usw. bewußt bleibt. Ein Mißbrauch einer solchen Machtstellung würde ernste Bedenken auslösen.

Wenn der hohe autonome Zollsatz von 1,50 M. pro Doppelzentner im übrigen dazu benutzt werden würde, bei den Handelsvertragsverhandlungen mit den einzelnen Ländern die ausländischen Zementzölle stark herunterzuhandeln, so könnte dies von den Verbrauchern nur begrüßt werden. Wie aber aus dem Zusatzvertrag zum deutsch-österreichischen Wirtschaftsabkommen vom 12. 7. 24 geschlossen werden kann, muß auch bei der Vereinbarung von Vertragszöllen mit einer Verdoppelung des bisherigen deutschen Zollsatzes, d. h. auf 1 M. Zoll pro Doppelzentner, gerechnet werden. Eine Wagenladung ausländischen Zements von 10 Tonnen würde dann mit 100 M. Zoll vorbelastet sein.

Auch hinsichtlich der Einfuhrzölle für Walz- und Stabeisen war von den Verbrauchern eine Ermäßigung des jetzt gültigen Zolles von 2,50 M. pro Doppelzentner beantragt worden, während die rheinisch-westfälische Schwerindustrie auf eine Erhöhung dieses Satzes um 50% hinarbeitete. Nach dem Gesetzentwurf sollen nun, soweit es sich um warmgewalzte Erzeugnisse handelt, die bisherigen Zollsätze unverändert bleiben, der Zollsatz für kaltgewalztes Stabeisen dagegen entsprechend dem größeren Arbeitsaufwand verdoppelt werden. Für Edelstahl sind Zollzuschläge von 1,50 M. pro Doppelzentner auf die bisher gültigen Sätze vorgesehen. Die Zollsätze für Mauersteine sollen mit 0,20 RM. für einen Doppelzentner unverändert bleiben, Baukalk und Kalkmörtel auch weiterhin zollfrei eingeführt werden. Auf die Einfuhr von Natursteinen, roh oder rohbehauen, die bislang frei war, soll künftig ein Zoll von 0,25 M. pro Doppelzentner erhoben werden, um damit die sehr starke Einfuhr etwas zu drosseln. Für Zementwaren ist entsprechend der Erhöhung des Zementzolles eine Verdoppelung des Zolles auf 2 M. pro Doppelzentner vorgesehen. Die Zollsätze für Werkzeuge z. B. Spaten, Schaufeln, Sägen, Feilen, Bohrer usw. sollen entsprechend den derzeitigen Erhöhungen der Weltmarktpreise um 40 vH heraufgesetzt werden. Auch für diese Waren hatte das Ausland den Absatz durch neu eingeführte hohe Zölle stark erschwert.

Nachdem der Reichsrat zu der Regierungsvorlage über die kleine Zolltarifrevision Stellung genommen hat, wird der Gesetzentwurf voraussichtlich Mitte Juni dem Reichstag zugehen, so daß mit dem Inkrafttreten des Gesetzes zum Anfang Juli gerechnet werden muß. R.

Bauleistungen auf Reparationskonto.

Wir berichteten, daß auf Grund des Gesetzes über die Londoner Konferenz vom 30. August 1924 die Gläubigerstaaten, insbesondere Frankreich, im Rahmen der ihnen zustehenden Quote der auf dem Reparationskonto zusammenfließenden Summen Sachlieferungen und Bauaufträge an deutsche Unternehmungen vergeben können (Bauingenieur 1925, Heft 9, S. 351/352). Inzwischen wird immer deutlicher erkennbar, daß für den französischen Besteller zurzeit jedes privatwirtschaftliche Interesse fehlt, Waren über Reparationskonto aus Deutschland zu beziehen, da die deutschen Preise zuzüglich der Transportkosten und des französischen Einfuhrzolles wesentlich höher sind, als die entsprechenden innerfranzösischen Preise. Aus diesem Grunde sind in letzter Zeit Verhandlungen, die zwischen deutschen Wirtschaftskreisen, insbesondere der Holzwirtschaft und französischen Wiederaufbauinteressenten geführt wurden, ergebnislos verlaufen. Von der französischen Industrie wird fernerhin z. B. anläßlich der Bestellung von 4000 Waggons in Deutschland Widerspruch dagegen erhoben, daß in größerem Umfange Aufträge an deutsche Firmen vergeben werden, wodurch die Interessen der französischen Erzeuger geschädigt würden. Auf der anderen Seite hat die französische Regierung schon aus innerpolitischen Gründen den dringenden Wunsch, die ihr aus den Reparationsleistungen zustehende Quote, die 1925/1926 für freie Sachlieferungen 425 Millionen Mark betragen wird, alljährlich voll auszuschöpfen. Da Reparationszahlung durch Geldexport mit Rücksicht auf die Erhaltung der deutschen Währung nicht möglich ist, bleiben in der Hauptsache nur Sach- und Arbeitsleistungen für die Gläubigerstaaten übrig. Die französische Regierung hatte daher von vornherein vorgesehen, als sog. „Pufferleistungen" öffentliche Arbeiten, z.B. Stromregulierungen, Kanal- und Eisenbahnbauten, Wasserkraftanlagen usw. an deutsche Bauunternehmungen zu vergeben, um so die Gewähr zu erhalten, daß die ihr zustehenden Beträge auch voll ausgenutzt werden, auch wenn die Bestellungen auf Reparationskonto aus privaten Kreisen nicht in ausreichendem Umfange ergehen.

Auf Grund der in den vergangenen Jahren hinsichtlich der Wiederaufbauarbeiten gewonnenen Erfahrungen werden die deutschen Bauunternehmungen der weiteren Entwicklung der Dinge mit Mißtrauen gegenüberstehen. Dennoch verstärkt sich der Eindruck, daß die französische Regierung nunmehr zwangsläufig dazu geführt werden wird, deutsche Arbeitsleistungen in Anspruch zu nehmen.

In diesem Zusammenhange verdienen in den letzten Tagen geführte Beratungen des Komitees für die Wiedererrichtung der Internationalen Handelskammer in Paris Beachtung, die sich auch mit der Lösung des Transferierungsproblems der deutschen Reparationsleistungen beschäftigten. Es wurde anerkannt, daß die Sachlieferungen auf Reparationskonto am besten dadurch ermöglicht werden, daß Deutschland die Bedürfnisse der alliierten Länder in Arbeitsleistungen oder in Waren deckt und daß es wünschenswert sei, Pläne aufzustellen zur Zusammenarbeit für die teilweise Leistung der deutschen Reparationszahlungen durch Ausführung größerer öffentlicher Arbeiten sowohl in den Nichtgläubigerstaaten, als auch in den Kolonien. Auch in der französischen Kammer ist diesem Gedanken von Regierungs- und verschiedenen Parteivertretern Ausdruck gegeben.

Bevor allerdings deutsche Bauunternehmungen in den alliierten Ländern in größerem Umfange Arbeiten übernehmen können, erscheint es dringend notwendig, daß die betreffenden alliierten Regierungen, insbesondere Frankreich, vorbehaltlose Erklärungen abgeben, daß sie nicht beabsichtigen, ihre Rechte aus § 18 der Anlage II zu Teil VIII des Friedensvertrages von Versailles durch Beschlagnahme deutschen Eigentums z. B. von Bankguthaben, Maschinen, Geräten usw. auszuüben, im Fall das betr. Land glaubt, die deutsche Regierung sei irgendeiner Verpflichtung hinsichtlich der „Wiedergutmachungen" nicht nachgekommen.

Wenn auch die alliierten Regierungen zu wirtschaftlichen und finanziellen Sperr- und Vergeltungsmaßnahmen nur unter der einschränkenden Voraussetzung „vorsätzlicher Nichterfüllung Deutschlands" berechtigt sind, so haben die Vorgänge

von Ende 1921 bis zum Ruhreinbruch 1923 doch gezeigt, daß Deutschland durch den Wortlaut des § 18 in starkem Umfange der Willkür seiner ehemaligen Kriegsgegner ausgeliefert ist.

Einen allgemeinen Verzicht auf das ihnen zustehende Beschlagnahmerecht haben insbesondere Frankreich und Rumänien bislang abgelehnt. Als Beispiel für die Gefahren, die aus § 18 erwachsen können, sei auf die Meinungsverschiedenheiten im Februar dieses Jahres zwischen Deutschland und Rumänien über verschiedene Ansprüche aus dem Versailler Vertrage hingewiesen. Für deutsche Unternehmungen, die in Rumänien arbeiteten, entstand die Gefahr, daß ihre dort investierten Vermögensteile beschlagnahmt würden. In der rumänischen Presse war auf diese Möglichkeit besonders hingewiesen worden. Die französische und rumänische Regierung haben sich allerdings bereit erklärt, im Einzelfalle auf das Beschlagnahmerecht zu verzichten für solche Geschäfte, an deren Zustandekommen ihnen besonders gelegen ist. Bei Abschluß von Bauverträgen mit französischen Regierungsstellen wäre von seiten der deutschen Bauunternehmungen auf die Aufnahme einer entsprechenden Vertragsklausel besonderes Gewicht zu legen.

Aus der Erkenntnis heraus, daß wirtschaftliche Beziehungen zu Deutschland unter diesen unerträglichen Bedingungen kaum angeknüpft werden können, haben sich eine große Anzahl von Staaten zu einem Verzicht auf das ihnen aus § 18 zustehende Beschlagnahmerecht entschlossen. Es sind dies: England, einschließlich der Kolonien ohne Selbstverwaltung, der Protektorate, Indiens und der früheren deutschen Schutzgebiete, die Südafrikanische Union, Neuseeland, Kanada, Neufundland, Japan, Belgien, die Tschechoslowakei, Jugoslawien, Peru, Portugal, Guatemala, Honduras, Nicaragua, Italien, Siam.

Allerdings wird in den entsprechenden Erklärungen nur zum Ausdruck gebracht, daß man nicht die Absicht habe, das deutsche Eigentum auf Grund des § 18 zu beschlagnahmen. Wenn darin auch keine rechtlich bindende, unbedingt sichere Zusage gesehen werden kann, so liegt doch eine moralische Bindung der betr. Staaten vor, auf die sich die deutschen Unternehmungen verlassen können. Ferner wird die Bedeutung des § 18 auch durch das Londoner Abkommen vom 30. 8. 24 abgeschwächt, nach welchem wirtschaftliche Vergeltungsmaßregeln gegen Deutschland nur auf Grund gegenseitigen Benehmens der Regierungen der Signatarmächte unternommen werden sollen.

Die Vergebung der Arbeiten soll bekanntlich auf kommerziellem Wege vor sich gehen. Die Verfahrensvorschriften werden in Kürze bekanntgegeben werden. R.

Die Arbeitsmarktlage im Baugewerbe hat sich weiterhin günstig gestaltet. Eine etwas stärkere Arbeitslosigkeit herrscht nur noch im Osten (Schlesien, Ostpreußen usw.), jedoch sind auch hier nur die ungelernten Arbeiter davon betroffen. Der Mangel an Facharbeitern, namentlich an Maurern, macht sich in fast allen Gebieten des Reiches mehr und mehr fühlbar. Dies gilt besonders für Rheinland-Westfalen, Hannover, Bremen, Bayern und Württemberg, auch in Mitteldeutschland, besonders in Berlin und Freistaat Sachsen sind Maurer und Zementfacharbeiter sehr knapp. Die Gesamtarbeitslosigkeit unter den freigewerkschaftlich organisierten Bauarbeitern ist auf 5 vH am 4. Mai gesunken (gegenüber 6,8 vH am 20. April und 22,8 vH Ende Februar). Die Prozentzahl der Arbeitslosen wird noch erheblich kleiner, wenn man nur die Facharbeiter in Betracht zieht, sie sinkt dann auf zirka 0,5 bis 1 vH. Dabei muß noch berücksichtigt werden, daß es sich bei den noch arbeitslosen Facharbeitern in der Hauptsache nur um Zimmerer und um Facharbeiter der Baunebenberufe handelt, und daß dabei auch die Leute mitgezählt werden, die wegen ihres Alters oder wegen ihrer aus sonstigen Gründen gesunkenen Leistungsfähigkeit für eine dauernde Beschäftigung überhaupt nicht mehr in Frage kommen. Endlich darf nicht vergessen werden, daß ein kleiner Restbestand an vorübergehend arbeitslosen Bauarbeitern wegen des fluktuierenden Charakters der Bauarbeiten auch bei guter Beschäftigung nie ganz verschwindet. Tatsache ist, daß fast überall empfindlicher Facharbeitermangel herrscht und daß auch durch zwischenbezirklichen Ausgleich eine Besserung nicht zu erzielen ist. Die Bemühungen der Arbeitgeber in den hauptsächlich betroffenen Gebieten, den Mangel an Facharbeitern durch Zuziehung ausländischer Arbeitskräfte auszugleichen, hatten bisher kaum Erfolg. — Die Lohnkämpfe sind in Rheinland-Westfalen dadurch beigelegt, daß durch Eingreifen des Reichsarbeitsministers am 22. 5. eine Einigung zwischen den Parteien zustande kam, die für die Zeit vom 22. 5. bis 30. 9. 1925 eine Lohnerhöhung von ca. 31 vH für die Facharbeiter und ca. 12 vH bis 17 vH für die Tiefbauarbeiter festsetzt. Auch in Pommern ist für die erste Juniwoche mit Wiederaufnahme der Arbeit zu rechnen.

Großhandelsindex.

22. April.	29. April	6. Mai	13. Mai	20. Mai	27. Mai
130,8	130,5	131,7	131,3	132,6	133,4

Lebenshaltungsindex.

Alt: März	April	Mai.	Neu: März	April	Ma[i]
125,7	126,8	125,6	136	136,7	135,[…]

Kosten für die Verdingungsunterlagen. Der Reichsverband de[r] Deutschen Industrie war vor einiger Zeit wegen der hohen Kosten[-] berechnungen, die ein Wasserbauamt für die Verdingungsunterlage[n] bei der Ausschreibung von Leistungen und Lieferungen erhoben ha[t,] beim Preuß. Ministerium für Handel und Gewerbe vorstellig geworden. Das genannte Ministerium sagt zu, darauf hinwirken zu wollen, „da[ß] zukünftig die Unterlagen, ohne deren Klarheit zu beeinträchtigen, möglichst einfach gehalten werden, um die Kosten auf das geringst[e] Maß zu beschränken". (Pr. Minister f. Handel u. Gew. Nr. 5a 23/[…] v. 9. IV. 25.)

Richtlinien über Beleuchtung von gewerblichen Arbeitsstätten (Vgl. R.Arb.Bl. 1925, S. 205.) Die Reichsarbeitsverwaltung legt de[n] Landesregierungen von der deutschen Beleuchtungstechnischen G[e-] sellschaft ausgearbeitete Richtlinien vor für Innenbeleuchtung vo[n] Gebäuden und gewerblichen Arbeitsplätzen, sowie für Beleuchtun[g] im Freien während der Dunkelheit. Es wird empfohlen, daß d[ie] Gewerbeaufsichtsbeamten sowohl bei bestehenden Anlagen als auch b[ei] Neuanlagen ihren Einfluß für eine zweckentsprechende Einrichtun[g] der Beleuchtung einsetzen. Erwähnt sei: „Signallichter (an Bau[-] stellen usw.) dürfen durch Lampen der öffentlichen Beleuchtun[g] nicht überstrahlt werden und nicht mit ihnen verwechselbar sein. Zur Beleuchtung von Fabrikhöfen, auf Gleisfeldern im Bereich vo[n] Weichen, Kaianlagen wird eine mittlere Beleuchtungsstärke vo[n] 0,5—1,5 Lux vorgeschlagen.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 30. Mai 1925.)

Gesetz betr. das Washingtoner Übereinkommen über die Arbeit[s-] losigkeit. Vom 25. Mai 1925 (RGBl. II S. 162). Das auf d[er] Washingtoner Konferenz von 1919 angenommene Übereinkomme[n] betreffend die Arbeitslosigkeit ist nunmehr ratifiziert. Es bestimm[t] in seinen wichtigsten Artikeln 1 und 2 u. a.: Jedes Mitglied, das dies[es] Übereinkommen ratifiziert, hat dem Internationalen Arbeitsam[t] mindestens alle 3 Monate sämtliche verfügbaren statistischen od[er] anderweitigen Aufschlüsse über die Arbeitslosigkeit zu geben, i[n-] begriffen die Maßnahmen, die zur Bekämpfung der Arbeitslosigke[it] getroffen oder in Aussicht genommen sind. — Jedes Mitglied ha[t] ein System öffentlicher Arbeitsnachweisstellen einzurichten, d[ie] unter der Aufsicht einer Zentralbehörde stehen und unentgeltlic[h] arbeiten. Zur Begutachtung sind Ausschüsse zu bilden, in dene[n] Arbeitgeber und Arbeiter vertreten sein müssen. Das Internationa[le] Arbeitsamt hat im Einverständnis mit den beteiligten Ländern a[uf] ein planmäßiges Zusammenarbeiten der Arbeitsnachweise der einzelne[n] Länder hinzuwirken.

Gesetz über die Hinausschiebung der Vermögenssteuervoru[s-] zahlung vom 15. Mai um einen Monat. Vom 27. Mai 1925 (RGBl. […] S. 73). Die Vorauszahlung von einem Viertel der Vermögensteuer 19[…] auf die Steuer 1925 wird mit Rücksicht auf die Steuerreform (Ve[r-] mögensteuergesetzentwurf) hinausgeschoben.

Verordnung über die Aufhebung des Verbots der Ausfuhr, Ve[r-] äußerung und Verpfändung ausländischer Wertpapiere. Vom 18. M[ai] 1925 (RGBl. I S. 73). Das Verbot von 1922 (RGBl. I S. 754) wi[rd] aufgehoben.

Verordnung über die Feststellung des Börsenpreises von Wer[t-] papieren. Vom 22. Mai 1925 (RGBl. I S. 73). Bei inländischen, a[uf] Reichs- oder Goldmark lautenden festverzinslichen Wertpapiere[n] werden ab 1. Juni Stückzinsen berechnet.

Neuregelung des Steuerabzuges vom Arbeitslohn. Erlaß d[es] Reichsfinanzministers vom 22. Mai 1925. Mit Rücksicht auf d[ie] vom Steuerausschuß des Reichstages beschlossenen wesentliche[n] Änderungen der Bestimmungen über den Steuerabzug vom Arbeit[s-] lohn (Erhöhung des steuerfreien Betrages und der Ermäßigung f[ür] das zweite bzw. dritte Kind), die bereits am 1. Juni in Kraft trete[n] sollen, läßt der Reichsfinanzminister ein Merkblatt über die neue[n] Bestimmungen verbreiten. Das Merkblatt kann bei den Finan[z-] ämtern unentgeltlich abgeholt werden (vgl. RStBl. S. 100).

Verfügung des Reichsfinanzministers betr. Verrechnung vo[n] eingezahlten Geldbeträgen auf Hauptsteuerschuld, Zinsen und Koste[n]. Vom 10. März 1925. Sofern eingezahlte Geldbeträge zur Deckun[g] der Hauptschuld nebst Zinsen (Verzugszuschlägen) und Kosten nich[t] genügen, sind aus ihnen zunächst die entstandenen Kosten, dan[n] die aufgelaufenen Zinsen bzw. Verzugszuschläge zu decken. Er[st] der verbleibende Rest ist auf die Hauptschuld zu verrechnen.

Gebührenfrei erteilte Handelsregisterauszüge usw. für die Zwecke der Industriebelastung. Erlaß des Reichsfinanzministers vom 8. Mai (RStBl. S. 96). Der pr. Justizminister hatte die pr. Justizbehörden ermächtigt, Gerichtsgebühren für die Erteilung von Bescheinigungen, beglaubigten Abschriften oder Auszügen aus dem Handelsregister, die zum Nachweis der Berechtigung zur Unterzeichnung der Industriebelastungsobligationen erforderlich sind, niederzuschlagen. Der Reichsfinanzminister ordnet an, daß solche gebührenfrei ausgestellten Auszüge usw. bei den Akten der Finanzämter zurückzubehalten sind. Die Anordnung gilt auch für die in anderen Ländern aus gleichen Gründen gewährte Gebührenfreiheit.

7. **Runderlaß der preuß. Innen- und Finanzminister betr. Haushaltspläne und Steuerverteilungs- bzw. Umlagebeschlüsse der Gemeinden (Gemeindeverbände) für das Rechnungsjahr 1925.** Vom 3. April 1925 (MinBl. f. d. preuß. innere Verwaltung S. 393). Die Minister weisen darauf hin, daß das in den Zeiten der fortschreitenden Geldentwertung noch tragbare Maß der Besteuerung in den Gemeinden nun bei stabiler Währung den Wiederaufbau der Wirtschaft ernstlich gefährden muß. Daraus folge mit eiserner Notwendigkeit, daß auch die Gemeinden äußerste Sparsamkeit anwenden müßten, um die steuerlichen Lasten fühlbar zu mindern. Vielfach seien die Aufwendungen zu hoch für Personalbedarf, Schulwesen, Wohlfahrtspflege, Erwerbslosenfürsorge, vor allem aber für zum Teil bei der gegenwärtigen Lage, nicht zu rechtfertigende Ausgaben auf dem Gebiete des Hoch- und Tiefbauwesens. Die Steuerquellen, welche außer der Gewerbesteuer zur Verfügung standen, sind häufig nicht genügend herangezogen. Die Steuerverteilungsbeschlüsse für 1925 müssen auf das ganze Rechnungsjahr abgestellt werden. Nachtragsumlagen sind zu vermeiden, weil dadurch die Kalkulation der Steuerpflichtigen über den Haufen geworfen werden könne. Es besteht Anlaß, darauf aufmerksam zu machen, daß die Gemeinden die Gewerbesteuer nach dem Gewerbeertrag und dem Gewerbekapital oder nach dem Gewerbeertrag und der Lohnsumme erheben müssen, sowie, daß die Zuschläge auf die Steuergrundbeträge, nicht aber auf die Vorauszahlungen abzustellen sind. Die Genehmigungsbehörden werden auf ihre große Verantwortung und ihre Pflicht zur genauesten Prüfung der Haushaltspläne aufmerksam gemacht.

9. **Runderlaß der preuß. Finanz-, Innen- und Handelsminister betr. Ausführung der 2. Gewerbesteuerergänzungsverordnung vom 28. März 1925** (vgl. Bauing. S. 272). Vom 24. April 1925. Die Gewerbesteuerausschüsse werden angewiesen, jede Veranlagung bis auf weiteres zu unterlassen, da die Ertragsermittlung wegen des Fehlens der erforderlichen reichsgesetzlichen Grundlagen nicht möglich ist. Bis zur Veranlagung laufen die Vorauszahlungen weiter. Bei der Lohnsummensteuer 1925 kann die Gemeinde längstens bis 30. Juni 1925, die bisherigen Zuschläge forterheben. Sind die für das Rechnungsjahr 1925 beschlossenen Zuschläge geringer als die bisherigen, so hat eine Verrechnung zugunsten der Steuerpflichtigen stattzufinden; sind die Zuschläge dagegen höher, so können Nachzahlungen nicht gefordert werden.

Ein Wechsel von der Kapitalsteuer zur Lohnsummensteuer oder umgekehrt innerhalb des Rechnungsjahres ist unzulässig

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. **Reichsgericht.** Schluß der Aufwertungsrechtsprechung folgt wegen Raummangels in Nr. 12.

a) Dem Reichsgericht lag die Frage zur Entscheidung vor, ob der Bauunternehmer verantwortlich ist, wenn er nach den Zeichnungen des Auftraggebers baut, ohne Berechnungen über die angegebene Stärke des Mauerwerks vorzunehmen. Eine Firma in Berlin hatte für einen Fabrikhallen-Neubau selbst Zeichnungen angefertigt und einem Baugeschäft die Ausführung des Baues übertragen. Er stürzte zum Teil ein, als er bereits abgenommen war und eine andere Firma beauftragt war, das Dachgeschoß aufzusetzen. Die Ursache des Einsturzes war in der ungenügenden Widerstandsfähigkeit der zu schwachen Umfassungsmauern gegen Winddruck zu suchen. Die Auftraggeberin verweigerte infolge des Einsturzes jede weitere Zahlung mit der Begründung, daß die Leistungen der Baufirma irgendwie fehlerhaft gewesen seien. In der deswegen angestrengten Klage verurteilte das Kammergericht die Auftraggeberin zur Zahlung von 3440 Goldmark. Das Reichsgericht hob aber die Entscheidung auf und führte dabei u. a. aus: Es kann keinem Zweifel unterliegen, daß die festgestellte ungenügende Widerstandsfähigkeit der Umfassungsmauern gegen Winddruck einen Fehler darstellte, der die Tauglichkeit der Mauern zu dem gewöhnlichen und nach dem Vertrage vorausgesetzten Gebrauch minderte, wenn nicht ganz aufhob. Die Baufirma war verpflichtet, die Beklagte auf die Mangelhaftigkeit der Zeichnungen hinzuweisen und eine Änderung anzuregen. Damit entfällt die vom Kammergericht ausgeführte Entschuldigung der Baufirma, und die Beklagte ist berechtigt, die aus dem Mangel der Werkes sich gesetzlich ergebenden Rechte geltend zu machen. Das Kammergericht hat deshalb die Sache unter diesen Gesichtspunkten erneut zu prüfen. (Nach Pressemeldungen. Aktenzeichen noch nicht bekannt.)

Bemerkung. Das Urteil wird nicht ohne weiteres auf den Fall ausgedehnt werden können, daß der Auftraggeber durch eine sachverständige Bauleitung den Entwurf bearbeiten ließ. In diesem Falle hat offenbar die sachverständige Bauleitung in erster Linie die technische Verantwortung für ihren Entwurf. Auf die Frage, welche Pflichten in diesem Falle der Unternehmer hat hinsichtlich der technischen Prüfung der Entwürfe, kommen wir noch zurück.

b) Die Festlegung und Bewachung von Baggerschuten des Staates an einem Sonntage hat mit der Ausübung eines staatlichen Baggereibetriebes, also mit der Betätigung eines Hoheitsrechtes, unmittelbar nichts mehr zu tun. Die Haftung des Staates für Versäumnisse seiner Beamten (durch Unterlassung von Kontrollmaßnahmen, die zur Aufrechterhaltung des öffentlichen Verkehrs notwendig waren), richtet sich nach den Vorschriften des Privatrechtes, und es ist über sie gemäß §§ 31, 89 BGB. durch die ordentlichen Gerichte zu entscheiden. Das Berufungsgericht hat festgestellt, daß das Verhalten der staatlichen Organe schuldvoll gewesen ist, da eine Organisation zur Kontrolle der Fahrzeuge bei gefährlichen Windverhältnissen gefehlt habe, während es sehr wohl möglich gewesen sei, eine solche einzurichten. Das wird daraus geschlossen, daß Private solche Kontrolle vorgenommen hätten. Die Schadenshaftung wird daher bejaht (RG. I 24. Januar 1925, „Das Recht“, S. 97).

2. **Arbeitsrecht.** a) Wenn der erste Tag einer sechswöchentlichen Kündigungsfrist auf einen Sonntag fällt, so ist die Kündigung, wenn sie erst am darauffolgenden Werktage (Montag) ausgesprochen wird, als verspätet anzusehen. § 193 BGB., welcher bestimmt, daß dann, wenn an einem bestimmten Tage oder innerhalb einer bestimmten Frist eine Willenserklärung abzugeben ist und der bestimmte Tag oder der letzte Tag der Frist auf einen Sonntag fällt, an Stelle des Sonntages der nächstfolgende Werktag tritt, ist in diesem Falle nicht anwendbar, da die Sondervorschrift des § 133a GO. vorgeht. (Urteil des GewGer. Plauen v. 28. XI. 24 — Gew. u. Kaufmannsgericht 30/325.)

b) Nach § 113 der Gewerbeordnung kann jeder Arbeiter beim Abgang ein Zeugnis über die Art und Dauer seiner Beschäftigung fordern. Dieses Zeugnis ist auf Verlangen des Arbeiters auch auf Führung und Leistung auszudehnen. Der Arbeitgeber ist jedoch nicht verpflichtet, dem Arbeiter außer dem Zeugnis eine Bescheinigung mit der Angabe des tatsächlichen Entlassungsgrundes zum Zwecke der Übermittlung an die Erwerbslosenfürsorge auszustellen. Durch die Ausführungsvorschriften zur Verordnung über die Erwerbslosenfürsorge sind die Arbeitgeber zwar verpflichtet, dem Vorsitzenden des öffentlichen Arbeitsnachweises über Beginn, Ende und Art sowie über den Grund der Lösung des Beschäftigungsverhältnisses und über den Arbeitsverdienst der Arbeitnehmer Auskunft zu geben. Aus dieser Vorschrift kann aber ein Rechtsanspruch des Arbeitnehmers selbst auf Ausstellung einer Abgangsbescheinigung nicht hergeleitet werden. Der Ansicht, der Arbeitgeber sei ohne Rücksicht auf eine gesetzliche Vorschrift schon nach Treu und Glauben (§ 157 BGB.) zur Ausstellung einer „Abgangsbescheinigung“ verpflichtet (Kallee, Kartenauskunftei des Arbeitsrechtes, Karte „Abgangsbescheinigung“ und Binsfeldt, Gewerbe- und Kaufmannsgericht 29/243) kann als zu weitgehend nicht zugestimmt werden. (Urteil des Gewerbegerichtes Berlin vom 20. 11. 24 — Gewerbe- und Kaufmannsgericht 30/325.)

c) Die Auffassung, die Verpflichtung des Arbeitnehmers zur Leistung der 9. bzw. 10. Arbeitsstunde folge, — unabhängig von einer Festlegung im Tarifvertrage, einer Arbeitsvereinbarung oder einem Einzelarbeitsvertrag, — unmittelbar aus den Bestimmungen der Arbeitszeitverordnung vom 21. Dezember 1923 ist abzulehnen. Die Verordnung hat nicht die Arbeitsverträge ändern wollen, sie hat lediglich die bestehenden öffentlich rechtlichen Beschränkungen der Arbeitszeit gelockert und die Strafbarkeit der Überschreitung des normalen Achtstundentages in gewissem Umfange aufgehoben. § 3 gestattet, daß Arbeitnehmer an 30 Tagen im Jahr mit Mehrarbeit bis zu 10 Stunden beschäftigt werden dürfen. § 4 sagt: Die Dauer der Arbeitszeit kann überschritten werden. Die Verordnung enthält außer in § 13 für Betriebe des Reiches, der Länder und der Kommune keine Bestimmung dahin, daß der Arbeitnehmer verpflichtet ist, die vom Arbeitgeber einseitig gewünschte Mehrarbeit zu leisten. Es ergibt sich im Gegenteil aus der Bestimmung des § 13, daß die Verordnung eine allgemeine zivilrechtliche Verpflichtung zur Leistung der zugelassenen Mehrarbeit nicht festsetzen will, da sonst der Sonderausspruch für die öffentlichen Betriebe nicht erforderlich gewesen wäre. Auch aus § 12 der Verordnung, der die vorzeitige Kündigung von Tarif- und Arbeitsverträgen mit Rücksicht auf die Zulassung der verlängerten Arbeitszeit gestattet, ergibt sich, daß die Verordnung nicht unmittelbar die bestehenden Arbeitsverträge ändern wollte. (Urteil des Landgerichtes I, Berlin vom 12. 2. 25 — Neue Zeitschrift für Arbeitsrecht 1925 S. 311.)

Bemerkung: Aus dem Urteil ergibt sich zunächst, daß ein zivilrechtlicher Anspruch des Arbeitgebers auf die gesetzlich zulässige Mehrarbeit dann besteht, wenn die Verpflichtung der Arbeiter zur Mehrarbeit in einem Tarifvertrag, in einer Arbeitsvereinbarung oder in den Einzelarbeitsverträgen ausdrücklich festgelegt ist. Das Urteil verneint die zivilrechtliche Verpflichtung nur für die Fälle, in denen eine solche ausdrückliche Festlegung fehlt. Darüber hinaus wird man

die zivilrechtliche Verpflichtung auch dann annehmen können, wenn zwar keine ausdrückliche Tarifvereinbarung oder sonstige Festlegung vorliegt, wenn aber der Einzelarbeitsvertrag erst nach Erlaß der Arbeitszeitverordnung vom 21. 12. 23 getätigt wurde. In diesem Falle ist vorauszusetzen, daß die Bestimmungen der Arbeitszeitverordnung von vornherein Inhalt des Einzelarbeitsvertrages sind und daß der Arbeitsvertrag durch Anwendung der Ausnahmebestimmungen der Verordnung nicht geändert wird.

3. Reichsfinanzhof. Abzugsfähigkeit der Wertzuwachssteuer bei der Einkommensteuer. Die von einem Gewerbetreibenden, der Bücher nach den Vorschriften des Handelsgesetzbuches führt, anläßlich eines Grundstücksverkaufs entrichtete Wertzuwachssteuer gehört zu den Geschäftsunkosten und gilt als nach § 33 Abs. 2 des Einkommensteuergesetzes (in Verbindung mit § 9 des Körperschaftssteuergesetzes) abzugsfähiger Betrag. In einer Berufungsentscheidung wurde die von einer Firma entrichtete Wertzuwachssteuer bei der Berechnung des steuerpflichtigen Einkommens für nicht abzugsfähig erklärt mit der Begründung, daß zu den nach § 13 Nr. 1 des Einkommensteuergestzes abzugsfähigen Werbungskosten nur Ertragssteuern gehören, zu denen aber die Wertzuwachssteuer nicht zu rechnen sei. Der Reichsfinanzhof stellt fest, daß die Wertzuwachssteuer doch abzugsfähig ist, denn nach der auf das Handelsgesetzbuch gestützten kaufmännischen Anschauungsweise, die ja für Veranlagung nach § 33 Abs. 2 Ekst. und § 9 KörpSt. maßgebend ist, sind alle Ausgaben, für die kein Gegenwert in das Vermögen der Gesellschaft hineinkommt, Unkosten, die den Gewinn mindern. Deshalb ist der Kaufmann berechtigt, auch Wertzuwachssteuern, deren Entrichtung lediglich eine Ausgabe bildet und keinen Gegenwert schafft, als Unkosten zu behandeln und sie vom Gewinn abzusetzen. Ein ausdrückliches Verbot des Abzuges der Steuern, — wie z. B. für die Einkommensteuer selbst, — ist nirgends ausgesprochen. Die Abzugsfähigkeit der Wertzuwachssteuer würde sich aber auch aus § 13 Nr. 1 des Einkommensteuergesetzes herleiten lassen, wo als abzugsfähig nicht nur Ertragssteuern, sondern auch solche öffentlichen Abgaben aufgeführt sind, die zu den Geschäftsunkosten zu rechnen sind (RFH. I v. 20. 3. 1925 RStBl. S. 98).

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband und Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband. Berlin W 35, Nollendorfplatz 3. I.)

Am 29. Mai verschied nach schwerer Krankheit in Mannheim Herr Bauingenieur Paul Bretnütz, Inhaber einer Tiefbauunternehmung und Geschäftsführender Vorsitzender unserer Gruppe Baden, seit 1921 Vorstandsmitglied des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes. Im besten Mannesalter, im 44. Lebensjahr, hat der Tod den hochbegabten, tatenfrohen Kollegen aus seinem Wirkungskreis gerissen. Der Verband hat in ihm einen verständnisvollen Förderer seiner Aufgaben verloren, dem er besonders für den Ausbau der Organisation in Baden dankbar ist.

Wir werden seiner stets in Ehren gedenken.

Vermeidung von Ultimozahlungen. Nach den Ermittlungen des statistischen Reichsamtes pflegt der Geldumlauf im Deutschen Reich zu Monatsbeginn regelmäßig um etwa 500 Millionen Mark anzuschwellen, ein Vorgang, der aus währungspolitischen und banktechnischen Gründen unerwünscht ist. Um den Gesamtgeldumlauf gleichmäßiger zu gestalten, wird von der Kartellstelle des Reichsverbandes der Deutschen Industrie empfohlen, daß in den Zahlungsbedingungen die Fälligkeiten nicht auf Ultimo oder Medio gestellt, sondern unregelmäßig auf alle Tage des Monats verteilt werden, insbesondere müsse mit der alten Übung gebrochen werden, Wechsel nur auf Ultimo oder Medio auszustellen.

Den Mitgliedern wird empfohlen, entsprechend zu verfahren.

Vom Reichsverband der deutschen Industrie ist ein Industriepensions-Verein gegründet worden, der mit mehreren größeren Versicherungsgesellschaften günstige Verträge abgeschlossen hat. Mitglieder können die leitenden Beamten industrieller Firmen werden, soweit die Firmen bzw. deren Fachverbände dem Reichsverband der deutschen Industrie oder der Vereinigung der deutschen Arbeitgeberverbände angeschlossen sind. Wir können den Firmeninhabern, den leitenden, den wissenschaftlichen und solchen Beamten, die zwar nicht in leitender Stellung sind, aber der Angestelltenversicherung nicht unterliegen, empfehlen, durch Erwerbung der Mitgliedschaft des Vereins sich eine Pension für die Zeit nach ihrer Zuruhesetzung zu sichern. Die näheren Bedingungen sind beim BTWV. zu erfahren.

Änderung der Gebührenordnung für städtebauliche Arbeiten.

Mit Rüchsicht darauf, daß die Gebührenordnung vom 1. VII. 1923, die am 13. XII. 1923 die Anerkennung des Reichsfinanzministers als „übliche Vergütung“ gefunden hat und seiner Zeit der in der Nachkriegszeit gesteigerten Bedeutung des Städtebaues Rechnung tragend als Erweiterung der Gebührenordnung vom Jahre 1901 (nach dieser Richtung) anzusehen ist, noch unter dem Eindruck der Inflation beraten und festgestellt worden ist, war der Vorstand des Ausschusses „Ge[bührenordnung] für Architekten und Ingenieure“ den Anregungen z[u] einer Revision der Gebührenordnung für den Städtebau bereits i[m] Herbst v. J. gefolgt; zumal sich im Hinblick auf die von vielen Stadt[-] gemeinden aufzustellenden Regional- und Nutzungspläne eine Erweite[-] rung der Gebührenordnung erforderlich machte. Der für die Neu[-] bearbeitung eingesetzte Ausschuß besteht aus den folgenden Herren Geheimrat Prof. F. Genzmer, Geh. Reg. Rat Prof. Dr.-Ing. J. Brix Vorsitzendem des A G O, Prof. C. Möhring, Arch. H. Groß, im beson[-] deren für das Siedlungswesen als Sachverständiger Arch. Salvisberg Dieser Unterausschuß gab der Gebührenordnung eine neue Fassung neben der Änderung der Gebührensätze wurde zunächst auch ein[e] andere Einteilung nach der Art der Leistung getroffen. Neu hinzuge[-] treten sind die „Allgemeinen Aufteilungspläne“ (Nutzungs-, Regional[-] pläne); an Stelle des Begriffes „Stadt- und Ortserweiterungspläne“ tra[t] eine Zweiteilung in „Bebauungspläne“ und „Teilbebauungspläne“ (Pläne für einzelne Stadt- oder Ortserweiterungsgebiete); die städte[-] baulichen Einzelarbeiten umfassen nunmehr die Pläne für städtebau[-] liche Einzelleistungen mit Grundriß und Aufriß der Bauten; di[e] „Bebauungspläne für Wohnsiedlungen“ erstrecken sich auf Parzellie[-] rung und Gebäudestellung. Für sämtliche Leistungen sind die Gebüh[-] ren wieder auf 1 ha Fläche bezogen, wobei die Einheitsgebühren fü[r] die allgemeinen Aufteilungspläne natürlich am niedrigsten, für di[e] Einzelarbeiten am höchsten sind. Für die Bebauungspläne für Wohn[-] siedelungen dagegen ist eine Grundgebühr für die Wohneinheit fest[-] gesetzt. Die frühere Unterscheidung in der Höhe der Gebühren nac[h] einfachen und schwierigen Fällen ist jetzt fallen gelassen, eine Erhöhun[g] der Gebühr bei besonderer Bedeutung der Aufgabe je nach Vereinbarun[g] grundsätzlich vorgesehen. Der A G O-Vorstand wird des weiteren be[-] strebt sein, die Anerkennung der Reichsbehörden herbeizuführen un[d] empfiehlt bei Neuaufträgen bereits die neue Gebührenberechnung i[n] Anwendung zu bringen. (Gebührensätze s. Dtsch. Bztg., Nr. 27 v. 4. IV. 1925.)

„Lieferungsmöglichkeit vorbehalten“ und „nicht ablenkbare Ereignisse und Ursachen“ in Kaufverträgen

(Reichsger. I. 283/23.)

(Nachdr. verb.). In einem neueren Urteil hat sich das Reichsgericht darüber ausgesprochen, wie Vereinbarungen auszule[gen] sind, welche etwa folgerdermaßen lauten: „Lieferungsmöglichke[it] vorbehalten“ oder „nicht ablenkbare Ereignisse und Ursachen ge[-] statten uns Änderungen unserer Vereinbarungen“. — Das Reichs[-] gericht erachtet den letzterwähnten Ausdruck für sehr allgemei[n] gehalten. Der Wortsinn scheine auf Umstände zu weisen, die fü[r] die Leistungsfähigkeit des Verkäufers von Bedeutung sind und vo[n] ihm nicht abgewendet werden können. Die Klausel hat danach ein[e] große Ähnlichkeit mit der in Kaufverträgen neuerdings vielfac[h] angewandten „Lieferungsmöglichkeit vorbehalten.“

Für diese letztere Klausel hat sich in der Rechtsprechung di[e] Auffassung entwickelt, daß der Verkäufer zwar nur insoweit z[ur] Lieferung verpflichtet sein soll, als er sie nach den Verhältnisse[n] seines regelmäßigen Geschäftsbetriebes ausführen kann, daß er abe[r] dennoch verpflichtet bleibt, alle ihm billigerweise zuzumutende[n] Bemühungen aufzuwenden, um das der Beschaffung der Ware ent[-] gegenstehende Hindernis zu beseitigen. Hierbei ist zwar der Ver[-] käufer, der von seinem Lieferanten im Stich gelassen wird, von seine[r] Lieferungsfrist als befreit anzusehen, wenn zwischen den Vertrag[s-] schließenden Einverständnis darüber herrschte, daß den Kaufgegen[-] stand nur solche Ware bilden solle, die der Verkäufer von eine[m] bestimmten Lieferanten beziehen würde. — Wenn dagegen ei[n] reiner Gattungskauf vorliegt und die Möglichkeit gegeben ist, di[e] Ware aus einer beliebigen Anzahl von Quellen zu beziehen, so kan[n] sich der Verkäufer nicht schon deswegen vom Vertrage lossage[n,] weil er von demjenigen Lieferanten, bei dem er bestellt hatte od[er] von dem er gewöhnlich bezog, die Ware nicht erhalten hat. rd.

Zur Frage der sogenannten Prozeßneurose.

(Reichsger. VI. 1254/22.)

(Nachdruck verboten.) Bekanntlich steht das Reichsgerich[t] seit längerer Zeit auf dem Standpunkt, daß, wenn ein Unfall infolg[e] besonderer nervöser Veranlagung des davon Betroffenen besonder[s] schwere Folgen hat, diese besonderen Folgen dem für den Unfa[ll] Verantwortlichen als Unfallfolgen zuzurechnen seien. Sie stehe[n] eben, so meint der höchste Gerichtshof, mit dem Unfall im innere[n] unmittelbaren Zusammenhang.

Anders liegt der Fall, wenn gesundheitliche Folgeerscheinunge[n] nur im äußeren Zusammenhange mit dem Unfall stehen, d. h. nur a[n] das Erleben des Unfalls anknüpfen, ohne daß dieser gerade in de[r] fragl. Richtung auf die Gesundheit schädlich eingewirkt hätte.

In einem Falle, mit dem sich der höchste Gerichtshof beschä[f-] tigte, hatte die Vorinstanz auf Grund des Gutachtens des Gerichts[-] arztes angenommen, daß für 30 Proz. der tatsächlich vor[-] handenen Erwerbsbeschränkung etwas anderes als de[r] Unfall ursächlich sei, nämlich Nebeneinflüsse, ausgehend vo[n] der Ehefrau des Verletzten, die der Wiederherstellung der vollen E[r-] werbsfähigkeit ihres Ehemannes entgegen gearbeitet hätte.

In der Revision gegen dieses Urteil hatte der Verletzte geltend gemacht, daß, wenn diese Nebeneinflüsse der Ehefrau wirklich bestänclen, sie doch auch zu den Unfallfolgen gehörten, für die der Schädiger aufzukommen habe.

Indessen hat das Reichsgericht diesen Standpunkt nicht gebilligt. Allerdings seien Aufregungen der Prozeßführung bzw. die dadurch bei dem Verletzten verursachte Prozeßneurose und die damit zusammenhängenden Gesundheitsstörungen in der Regel dem Verursacher des Unfalls zur Last zu legen. Im vorliegenden Falle aber wäre die durch den Unfall verursachte Gesundheitsstörung schnell abgeklungen, wenn die ungünstige Einflußnahme der Ehefrau des Verletzten dies nicht verhindert hätte.

Die durch den ungünstigen Einfluß der Frau auf den Verletzten verursachten Folgen können sonach dem Urheber des Unfalls nicht zur Last gelegt werden. rd.

Wandertagung des Deutschen Beton-Vereins.

Der Deutsche Beton-Verein E. V. hält in den Tagen vom 2.—5. August 1925 eine Wanderversammlung in Köln ab. Das endgültige Programm steht noch nicht fest. Vorläufig sind vorgesehen eine Besichtigung der Jahrtausendausstellung zu Köln, Besichtigungen von Industriewerken und Bauten in Köln und Umgebung sowie eine Rheinfahrt. Sobald das Programm endgültig feststeht, werden weitere Mitteilungen darüber gemacht. W. P.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 16. April 1925.

Kl. 19a, Gr. 27. N 23451. Otto Neddermeyer, Halle a. d. S., Kaiserstraße 11. Verfahren zum Auswechseln fertiger, auf Arbeitszügen vorgebrachter Gleisrahmen mittels Hebekräne. 5. VIII. 24.

Kl. 20h, Gr. 4. P 47676. Heinrich Pösentrup, Münster i. W., Bahnhofstraße 5. Hubvorrichtung für eine Schienenbremse. 22. I. 24.

Kl. 20i, Gr. 3. S 66574. Siemens & Halske, A.-G., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignalanlage mit Blinklicht; Zus. z. Pat. 410783. 17. VII. 24.

Kl. 37f, Gr. 7. L 59981. Hans Luckhardt, Berlin-Westend, Branitzer Platz 6. Kraftwagenhaus. 12. IV. 24.

Kl. 38h, Gr. 2. H 98813. Gebr. Himmelsbach, Akt.-Ges., Freiburg i. B. Verfahren zur Konservierung von Hölzern. 11. X. 24.

Kl. 65b, Gr. 2. M 87692. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schiebetor zum Abschluß von Trockendocks u. dgl. 23. XII. 24.

Kl. 65b, Gr. 3. K 89712. Dr.-Ing. W. Koeniger, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 44 u. Dipl.-Ing. W. Kiwull, Berlin-Halensee, Kurfürstendamm 117. Vorrichtung zur Bildung gleichmäßiger Eisschichten in offenem Wasser, insbesondere beim Bergen von Schiffen. 27. V. 24.

Kl. 80b, Gr. 8. J 25540. Dr. Johann Jakob, Seebach b. Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinen. 22. XII. 24.

Kl. 80b, Gr. 25. H 99834. Georg Philipp Hilsheimer, Dossenheim b. Heidelberg. Verfahren und Vorrichtung zur Schotterteerung. 23. XII. 24.

Kl. 81e, Gr. 18. St 37069. Theodor Steen, Charlottenburg, Knesebeckstr. 77. Fußstück für Mammutpumpen zum Auskehren von Schlamm. 21. VII. 23.

Kl. 81e, Gr. 32. E 30151. „Eintracht" Braunkohlenwerke und Brikettfabriken Akt.-Ges. u. Dr. Ernst Voigt, Welzow, N.-L. Vorrichtung zum Absetzen von Schüttgut über den Rand von Abraumhalden. 20. XII. 23.

Kl. 85a, Gr. 7. G 59098. Gesellschaft für chemische Produktion m. b. H. u. Berthold Deutsch, Mannheim-Waldhof. Verfahren zur Enteisenung eisenhaltiger Wässer. 14. V. 23.

Kl. 85c, Gr. 6. R 60060. Franz Waldemar von Reiche, Berlin, Heilbronner Str. 26. Kläranlage mit Faulraum. 10. I. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 23. April 1925.

Kl. 5c, Gr. 4. M 81441. Maschinenfabrik Schieß, Akt.-Ges., u. Hermann Müller, Düsseldorf, Lindenstr. 234. Vorrichtung zum Rauben von Grubenstempeln. 9. V. 23.

Kl. 20g, Gr. 8. T 29455. Ernst H. Tausch, Berlin-Wilmersdorf, Weimarische Str. 25. Stoßverzehrender Puffer als Prellbock. 27. X. 24.

Kl. 20i, Gr. 27. S 66845. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Signalapparat zur Übermittelung mehrerer voneinander unabhängiger Signale; Zus. z. Pat. 290263. 19. VIII. 24.

Kl. 20k, Gr. 11. S 62863. Siemens-Schuckertwerke, G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Kurzschlußvorrichtung für Stromschienen elektrischer Bahnen nach Pat. 399385; Zus. z. Pat. 399385. 15. V. 23.

Kl. 80b, Gr. 3. C 33272. Guillaume Edmond Antoine Cuylits, Haag, Holl.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Stern, Pat.-Anw., Essen, Ruhr. Verfahren zur Herstellung hydraulischer Bindemittel oder hydraulischer Zusatzstoffe. 7. III. 23.

Kl. 80b, Gr. 9. A 42119. Arno Andreas, Münster i. W., Ludgeristraße 28 A. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen und Leichtplatten. 22. IV. 24.

Kl. 81e, Gr. 36. M 85804. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Bunkeranlage. 26. VII. 24.

Kl. 81e, Gr. 36. Sch 70410. Max Schnyder, Burgdorf, Schweiz; Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Siloverschluß mit doppeltem Meßgefäß. 3. V. 24. Schweiz 18. III. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 30. April 1925.

Kl. 20i, Gr. 4. V 19845. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Verkürzende Verbindung zweier Weichen entgegengesetzten Ablenkungssinnes. 17. I. 25.

Kl. 20i, Gr. 19. M 84731. Josef Miller u. Martin Kucka, Hlohovec, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dr. Hederich, Pat.-Anw., Kassel. Einrichtung zum selbsttätigen Einstellen von Schranken durch den fahrenden Zug. 28. IV. 24.

Kl. 20i, Gr. 34. K 90265. Heinrich Karl, Jersey City, New York, V. St. A.; Vertr.: G. Dedreux u. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Selbsttätige Zugsignal- und Kontrolleinrichtung. 14. VII. 24. V. St. Amerika 19. VII. 23.

Kl. 20i, Gr. 38. W 66884. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zur Lieferung von Hochfrequenzwechselstrom an den Schienenstromkreis eines Eisenbahnsignalsystems. 20. VIII. 24.

Kl. 20k, Gr. 9. A 43976. Fa. Wilhelm Ackermann, Essen. Selbstsperrendes Gelenk für Isolatorhalter von Grubenbahnen; Zus. z. Pat. 404414. 14. I. 25.

Kl. 20k, Gr. 9. P 49763. Hermann Pölkner, Essen-Altenessen, Altenessener Str. 506. Verstellbarer Fahrdrahthalter für Grubenbahnen. 12. II. 25.

Kl. 42c, Gr. 6. A 42889. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Gerät zum Messen der Lage von hochliegenden Gegenständen, insbesondere von Leitungsdrähten elektrischer Bahnen; Zus. z. Anm. A 41652. 23. VIII. 24.

Kl. 65b, Gr. 3. K 90073. Dipl.-Ing. Woldi Kiwull, Riga; Vertr.: P. Krainer, Charlottenburg, Technische Hochschule. Verfahren zum Bergen von Schiffen nach dem Gefrierverfahren. 28. VI. 24.

Kl. 85b, Gr. 1. M 84085. Paul Martiny, Dresden, Eisenstuckstr. 44. Verfahren zur Reinigung von Wasser zum Speisen von Dampfkesseln. 3. III. 24.

Kl. 85c, Gr. 3. P 46941. George Elliot Perry, Chicago, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Anlage zur Reinigung von Abwässern unter mehrmaliger Belüftung derselben. 8. X. 23.

Kl. 85c, Gr. 6. I 22101. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstr. 54, u. Paul Hilgenstock, Gerthe. Verfahren zur Gewinnung von Methan aus faulendem Abwasserschlamm. 19. X. 21.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 16. April 1925.

Kl. 18c, Gr. 8. 413388. Thyssen & Co. Akt.-Ges., Mülheim a. d. Ruhr. Verfahren zur Herstellung von nachweislich hochbeanspruchten eisernen Bauteilen; Zus. z. Pat. 374429. 16. IV. 24. T 28758.

Kl. 20i, Gr. 4. 413391. Joseph Vögele A.-G., Mannheim, u. Dr. Hans Thoma, München, Lachnerstr. 22. Weichenreihe. 17. VII. 24. V 19347.

Kl. 42c, Gr. 6. 413402. Paul Dudeck, Waldenburg, Schles. Nivelliergerät. 18. VI. 24. D 45666.

Bekanntgemacht im Patenblatt vom 23. April 1925.

Kl. 19c, Gr. 1. 413452. August Seboldt, Halle a. d. Saale, Ludwig-Wucherer-Straße 28. Verfahren zum Herstellen von Spurbahnen in Straßendecken. 26. IV. 22. S 59562.

Kl. 19c, Gr. 8. 413549. Fa. J. Kemna, Breslau. Dampfwalze. 1. VII. 23. K 86418.

Kl. 20g, Gr. 1. 413618. Fa. Grolmann & Co., Horst-Emscher. Vorrichtung zur Herstellung von Wendeplätzen zur Verbindung mehrerer Gleisstränge. 24. X. 24. G 62514.

Kl. 65a, Gr. 53. 413 669. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schutzeinrichtung für Kanalsohlen. 28. V. 24. S 66 036.

Kl. 80a, Gr. 1. 413 636. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Maschine mit einem Schneidwerkzeug zum Zerlegen von abzubauenden Bodenschichten; Zus. z. Pat. 410 998. 8. V. 23. K 85 836.

Kl. 84a, Gr. 3. 413 708. Dr.-Ing. Theodor Rehbock, Karlsruhe i. B., Weberstr. 4. Einrichtung zur Verhütung von Auskolkungen der Sohle von Wasserläufen. 11. IV. 24. R 60 873.

Kl. 84c, Gr. 2. 413 604. Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H., Berlin. Verfahren zum Überziehen von Ortpfählen aus Beton mit einer bitumenhaltigen Schutzschicht innerhalb des Vortreibrohrs. 16. II. 23. B 108 396.

Kl. 84c, Gr. 3. 413 491. Dr.-Ing. Max Möller, Braunschweig, und Heinrich Butzer, Dortmund, Moltkestr. 21 1/2. Senkbrunnengründung mit Druckluft. 19. X. 20. M 71 105.

Kl. 84c, Gr. 4. 413 605. Percy Noel Lancaster, London; Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Herausziehen von Vortreibrohren. 11. IV. 23. L 57 726.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 30. April 1925.

Kl. 20i, Gr. 4. 413 930. Ernst Bockstedte, Heidelberg. Flügelschiene für Herzstücke von Eisenbahnweichen. 15. IV. 24. B 113 736.

Kl. 20i, Gr. 33. 413 931. Carl Heinrich, Erdmannrode, Kr. Hünfeld. Anhaltevorrichtung für Lokomotiven. 4. III. 24. H 96 377.

Kl. 80b, Gr. 1. 413 901. Dr. Otto Friz, Nürnberg, Am Prinzregentenufer. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Mörtelmaterials. 23. VII. 24. F 56 530.

Kl. 80b, Gr. 13. 413 993. Sima Minache, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Herstellung von aus drei übereinander angeordneten Schichten bestehenden Baustoffen. 3. VIII. 23. M 82 198.

Kl. 84a, Gr. 3. 413 997. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6b. Selbsttätig anspringender Heber. 19. VII. 23. H 94 250.

Kl. 85c, Gr. 6. 413 826. Dr.-Ing. Karl Immhoff, Essen, Zweigertstraße 57. Verfahren zur Reinigung von Abwasser mit belebtem Schlamm und zur Ausfaulung dieses Schlamms. 17 VII. 23. I 23 880.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs. Ein Ratgeber für die Berufswahl. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für technisches Schulwesen und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Bearbeitet von Dipl.-Ing. Baer. Berlin, VDI.-Verlag, 1925. Preis 0,60 RM.; für VDI.-Mitglieder 0,50 RM.

Die uns vorliegende kurze, aber inhaltreiche und sehr klare Schrift bringt auf 15 Seiten in übersichtlicher Form alles Wissenswerte über den Beruf der akademischen Bauingenieure, seine Vorbildung, seine erforderlichen Fähigkeiten, sein Studium, die Prüfungen an der Hochschule und später im Staatsdienste, und endlich über die allerdings z. Zt. recht schwer beurteilbaren Aussichten seiner technischen Laufbahn. Aus bester Sachkenntnis und von hohem objektivem Standpunkte aus verfaßt, ist die Schrift in bestem Sinne ein Ratgeber und kann als solcher allseitig warm empfohlen werden.

Für eine Neuauflage dürfte es sich immerhin empfehlen, bei dem Abschnitte über die erforderlichen Eigenschaften für den Beruf des Bauingenieurs nicht nur seine mathematisch-statische, auch auf die Raumanschauung ausgedehnte Einstellung hervorzuheben, sondern auch auf die Notwendigkeit einer Fähigkeit zu eigner produktiver Arbeit und Gestaltung, in vielen Fällen auch auf das Erfordernis künstlerischen Verständnisses und Schaffens hinzuweisen. Viele unserer Bauingenieurbauten sind künstlerisch hochwertvolle Leistungen, die sich in Stadt und Land bestens einfügen, oft sogar hier den Mittelpunkt einer harmonischen einheitlichen Wirkung darstellen oder wie im Städtebau auch künstlerischen Richtlinien gerecht werden. In allen diesen Fragen pflegt der Bauingenieur durchaus selbständig zu denken und zu handeln und die große Form und Linie zunächst selbst zu schaffen, in sehr vielen besonders erfolgreichen Fällen ohne Zutun des Architekten, der leider nur allzu oft kein Verständnis für die Schönheit und die Erfordernisse des Ingenieurbaus besitzt und störend in seine Kraftlinien und die aus der Statik des Baus geborene und somit als Schönheitsform von Natur aus gegebene in der Regel einfache und einheitliche Außengestaltung eingreift. Genau wie der Architekt auf seinem Gebiete, so muß auch der Bauingenieur in seinem produktiven Schaffen Künstler sein, der materialgerecht, nach den Gesetzen der Natur gleichwie nach dem Verlauf und der Größe seiner Kräfte sein Bauwerk als eine künstlerisch einheitlich wirkende Form meistern und sie ihrer Umwelt anpassen muß. Gerade diese Fähigkeit soll und muß ein Bauingenieur in durchaus nicht geringem Ausmaße besitzen. M. F.

Der Wärmeübergang an einer ebenen Wand. Von Dr.-Ing. Walter Jürges. Verlag Oldenbourg, München-Berlin 1924. Preis 3,60 M.

Der Verfasser beschreibt seine Versuche zur Bestimmung der Wärmeübergangszahl in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit der vorbeistreichenden Luft und der Oberflächenbeschaffenheit (gewalzt, gerauht, poliert) der Wärme abgebenden Kupferplatte.

Die quadratische Platte von 0,5 m Seitenlänge wurde elektrisch geheizt und die zugeführte Wärmemenge gemessen, der Luftstrom durch einen Niederdruckventilator erzeugt und durch einen Windkessel und eine Düse über die Platte geblasen, wobei eine besondere Anordnung die Bestimmung des Anfangspunktes der hydrodynamischen Grenzschicht und die Erzeugung einer sehr gleichmäßigen Geschwindigkeit vor der Platte ermöglichte. Durch genaue Messungen wurde der Geschwindigkeitsverlauf vor der Platte festgestellt und die Temperatur auf und vor der Platte an zahlreichen Stellen mittels Thermoelementen gemessen.

Nach sorgfältiger Bestimmung der Isolations- und Strahlungsverluste wurden die α-Werte berechnet für verschiedene Oberflächenbeschaffenheit der Platte und Windgeschwindigkeiten von 0 bis 25 m/sek.

Die Ergebnisse für ruhende Luft (natürliche Konvektion) stimmen gut überein mit den von Nußelt und Hencky angegebenen Werten, während für strömende Luft die Werte des Verfassers, die in einfache für die Praxis brauchbare Formeln zusammengefaßt sind, von den bisher vorliegenden Werten zum Teil erheblich abweichen (durchschnittlich etwa 40 vH größer als die Resultate von Latzko).

Auch die Untersuchungen bei verschiedener Oberflächenbeschaffenheit der Platte brachten ein überraschendes, den einzigen bisher vorliegenden Versuchen widersprechendes Ergebnis. Die zunehmende Rauhigkeit vergrößert nach Jürges die Wärmeübergangszahl maximal um etwa 7 vH, während man seither mit zunehmender Rauhigkeit eine wesentliche Verringerung von α angenommen hatte.

Dipl.-Ing. Werner, Karlsruhe (Baden), Techn. Hochschule.

Wohnungsbau und Stadterweiterung. Von Dr.-Ing. Heinrich Serini, Verlag von Ernst Reinhardt, München. Mit 44 Abb.

Der Verfasser, der sich schon in seiner Dr.-Ing.-Dissertation „Die bauliche Ausnutzung bei verschiedener Geschoßzahl, Weiträumigkeit und Hausform" mit Erfolg bemüht hat, den Problemen, die heute das Wohnungswesen beschäftigen, wissenschaftlich näher zu kommen, gibt in der vorliegenden Arbeit wertvolles Material zur Klärung der gegenwärtig stark gegeneinander ausgespielten Fragen, ob dem Wohnungsbedürfnis — unter Berücksichtigung weitgehendster Sparsamkeit — mehr mit der Kleinwohnung im Stockwerkshause oder im Einfamilienhause entsprochen werden kann. Ob und wie weit die für solche Kleinwohnungen gegebenen Skizzen einer Ausführung zugrunde gelegt werden können, wird der im Bauen bewanderte Leser selbst beurteilen können.

Im übrigen sind die mit vielen Skizzen und Diagrammen begleiteten Darlegungen, bei aller Kürze, meistens überzeugend und wohl geeignet, bei Vorausplanungen von Stadterweiterungen verhängnisvollen Irrtümern vorzubeugen.

Dem Kapitel 8 „Bauordnung" wäre in Anbetracht seiner Wichtigkeit und der Unmittelbarkeit, mit der sich die Bauordnung an das bauende Publikum wendet, eine breitere Ausarbeitung zu wünschen gewesen.

Daß der Verfasser auch die „Erschließungskosten" (Anliegerbeiträge) von dem immer noch schematisch verwendeten Anliegermeter befreit und mit der zulässigen „Wohnfläche" in Beziehung gebracht wissen will, ist zu begrüßen. Die entsprechende, schon vom verstorbenen Prof. Baumeister in Karlsruhe, vom Unterzeichneten u. a. gegebene Anregung kann nicht oft genug wiederholt werden.

Kurt Diestel,
Geh. Hofrat, Ord. Prof. a. d. Techn. Hochschule Dresden.

Hilfszahlen zur Bestimmung der Momente und Stützendrücke. Von Alfred Schmidt, Studienrat in Zerbst. Mit 2. Textabb. Leipzig, Verlag von Bernh. Friedr. Voigt. Preis gebd. 5 RM.

Die Tabellen behandeln den Träger auf 3 und 4 Stützen und eingespannte Träger sowie Träger auf 5 Stützen. Die Aufstellung der Tabellen ist auf dem Dreimomentensatz aufgebaut. Zunächst sind die Stützenmomente, alsdann die Auflagerkräfte, mit ihrer Hilfe die Feldmomente bestimmt. Die erste Tabelle für die Ordinaten zur Berechnung der Stützenmomente ist für eine Trägerlänge von der Einheit = 1 m durchgeführt. Die Ordinaten sind — für die Praxis viel zu genau — von mm zu mm in neunstelligen (!) Zahlen angegeben und zwar für eine Einzellast und verteilte Last.

Wie angefügte Beispiele erkennen lassen, ist die Anwendung der Tabelle eine sehr bequeme, und zwar in der gleichen Weise für eine beliebig von den Stützen entfernte Einzellast wie für beliebige Aus

dehnung einer gleichförmigen Last, und zwar sowohl für gleiche wie ungleiche Stützweiten durchgehender Träger wie für den beiderseits eingespannten Balken über einer Öffnung, bzw. für diesen nur einseitig eingespannt, andererseits frei gelagert. Es steht zu erwarten, daß durch ihre einfache und sichere Benutzung, durch die Übersichtlichkeit der Handhabung und ihre allgemeine Verwendbarkeit die Schmidtschen Tabellen sich bald in der Praxis einbürgern und sich hier bestens bewähren werden.

M. F.

Die elektrische Lichtbogenschweißung, ihre Hilfsmittel und ihre Anwendung. Ein Hilfsbuch für Betriebsingenieure, Werkmeister, Schweißer und Studierende. Von Dipl.-Ing. Oskar Wundram. Mit 8 Abb. Hamburg 1925., Hanseatische Verlagsanstalt. 100 Seiten mit 92 Fig. und 2 Zahlentafeln. Kart. 2 RM.

Aus Erfahrungen einer langjährigen Praxis heraus geschrieben, führt das kleine Buch bestens in das Gebiet der elektrischen Lichtschweißung ein und wird namentlich auch von dem Studierenden des Bauingenieurwesens, der als späterer Eisenkonstrukteur sich mit der Materie befassen muß, mit bestem Erfolge durchgearbeitet werden.

M. F.

Mengenlehre. Von Dr. K. Grelling; B. G. Teubner (math.-phys. Bibl. Nr. 58), Leipzig u. Berlin 1924. 48 Seiten. Preis kart. 0,80 M.

Ohne spezielle mathematische Kenntnisse vorauszusetzen, wird hier versucht, in dieses während der letzten Jahrzehnte zur Entwicklung gekommene Gebiet einzuführen. Für den Ingenieur dürfte das Heftchen im allgemeinen nur geringe praktische Bedeutung haben und wohl lediglich zur flüchtigen Orientierung dienen, zumal kaum ein Zusammenhang des Inhaltes mit den für die Technik verwendbaren mathematischen Theorien und Methoden besteht.

Is.

Die Entwicklung der Gleisrückmaschinen und das maschinelle Gleisrücken. Von Dr.-Ing. Karl Eduard Schmidt, Oberregierungsrat und Mitglied des Reichspatentamtes. Württ. Regierungsbaumeister des Bauingenieurfachs. Mit 125 Abbildungen. Stuttgart, Verlag von Konrad Wittwer 1925. Preis: geheftet 5 M., gebunden 6,50 M.

Die vorliegende Arbeit gibt einen Überblick über die gesamte Entwicklung der Gleisrückmaschinen und zeigt, wie sich das Bedürfnis der Ersatzes der Handarbeit durch Maschinenarbeit schon frühzeitig geltend machte, bis im Laufe der letzten zehn Jahre auch auf diesem Sondergebiete die Handarbeit durchweg auf das geringste Maß zurückgedrängt durch Maschinenarbeit ersetzt wurde. Die Ausführungen des Verfassers, der in seiner amtlichen Tätigkeit als Mitglied des Reichspatentamtes dieses Gebiet bearbeitet hat, sind erschöpfend und liefern dem Fachmann in klar gegliederter Form eine Fülle wertvollen Wissens.

In seiner Arbeit kommt der Verfasser zu dem Ergebnis, daß gegenüber dem älteren absatzweisen Gleisrücken heute nur noch das stetige Gleisrücken durch das beinahe gänzliche Ausschalten der Handarbeit angewendet wird.

Beim stetigen Gleisrücken kommen 3 Maschinengattungen in Frage:

a) die Auslegermaschinen, bei denen das Gleis frei von einem festliegenden Mittelpunkte aus ausgeschwenkt wird,
b) die Nebengleismaschinen, bei denen die Gleisrückmaschine auf einem neben dem Baggergleis liegenden Hilfsgleis fährt,
c) die Brückenmaschinen, bei denen der Träger, an dem die Einrichtungen zum Anheben und Verschieben des Gleises angebracht sind, brückenartig auf 2 Drehschemeln gelagert ist.

Die letztere Gattung, die von Kammerer und Arbenz erfunden und durchgebildet ist, ist wohl am meisten verbreitet. Die Entwicklung der Gleisrückmaschinen, die für den Abbau der Braunkohlen wirtschaftlich außerordentlich bedeutungsvoll ist, ist jedoch noch nicht abgeschlossen.

Falls die Verwendung der Laufketten für die Baggerfahrgestelle festen Fuß fassen sollte, würde die Frage des Gleisrückens in Zukunft nur mehr für die leichteren Förder- und Fahrgleise in Betracht kommen. Dadurch würden die schweren Gleisrückmaschinen, die vor allem durch die schweren Baggerfahrgleise bedingt sind, bedeutungslos werden, was jedoch erst bei der Ausschaltung der derzeitigen in den Betrieben befindlichen Bagger, bzw. deren Umbau oder Ersatz durch auf Raupenketten laufende Bagger der Fall wäre.

Dem gut ausgestatteten Buch, das durch sein Erscheinen eine Lücke im Fachschrifttum ausfüllt, wird weitgehendste Verbreitung gewünscht.

W. Müller.

Die Deutsche Bergwerks-Zeitung (Essen) gibt zur Feier ihres 25 jährigen Bestehens eine Anzahl Jubiläumsnummern, reich illustriert, heraus. Die uns vorliegende Nr. 7 (Preis 1 RM) ist vorwiegend dem Bauwesen und der Baustoffindustrie gewidmet. Von der großen Reihe wertvoller Abhandlungen seien als für den Bauingenieur besonders bedeutungsvoll herausgehoben: Das Baugewerbe im Rahmen der nationalen Arbeit (von Prof. Dr.-Ing. Zeller), der Neubau des Deutschen Museums (von Oberbaurat Dr.-Ing. Bosch, München), Entwicklung und Stand der Eisenbetonbauweise (Priv.-Doz. Dr.-Ing. Mautner), Eisenbeton beim Ausbau der Zechen über Tage (Obering. Konrad), Anwendung von Gußbeton, die erste Eisenbeton-Talsperre in Deutschland (Dipl.-Ing. Mangold), Das Betonspritzverfahren und seine Anwendung im Bergbau (Direktor W. Gebauer), Silobauten (Dipl.-Ing. Mangold), Gegenwart und Zukunftsfragen im Eisenbetonbau (Dr.-Ing. Petry), Betonschutzmittel (Dr.-Ing. Brüche), Hundert Jahre Portlandzement (Dr. Dr. Goslich), Hochwertiger Zement (Dr.-Ing. Hichmann), Hochofenschlacke als Baustoff (Direktor Dr. Grün), Der rheinische Traß (Rod. Wagner), Die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals (Reg.-Baurat Dr.-Ing. Steche), Größere Tiefbauten im Weser-Elbe-Kanal (Obering. Baurat Goetzke), Die Emschergenossenschaft als Bauherrin im Industriegebiet (Baudirekter Helbig), Die Entwicklung des Bauwesens bei der Deutschen Reichsbahn, Automobilstraßen (Dr.-Ing. Petry), Entwicklung und Stand des deutschen Eisenbaus (Direktor Schmuckler), Bemerkenswerte Hallenbauten in Eisen, Neue eiserne Brücken usw. Man erkennt, daß von geeigneten und bestens erfahrenen Verfassern hier auf engem Raume — aber doch klar und ausführlich genug — eine große Anzahl der Aufgaben und Probleme behandelt werden, die das neuzeitliche Bauingenieurwesen und seine besten Kräfte beschäftigen.

M. F.

Der Maurer. Von Prof. Adolf Opderbecke. Sechste verbesserte und vermehrte Auflage. Leipzig 1925, Verlag Bernh. Friedr. Voigt. Preis broch. 7,50, gebd. 9 RM.

In 25 Jahren hat das für den Gebrauch vorwiegend an Baugewerkschulen, daneben aber auch in der Baupraxis bestimmte Werk sechs Auflagen erlebt, ein Zeichen für seinen inneren Wert und für seine Einbürgerung in den Kreisen, an die es sich wendet. Die vorliegende neue Auflage ist nach dem Tode des Verfassers von einem nicht genannten Fachkollegen durchgesehen und vervollständigt, im allgemeinen aber ist die alte bewährte Form beibehalten worden. Ergänzt sind im besonderen die Abhandlungen über Glasuren, über Isolierung, namentlich durch Luftschichten, über die Werksteinbehandlung, leichte Zwischenwände und Estriche. Hand in Hand hiermit geht eine wesentliche Vermehrung der Abbildungen. Das Werk wird sich auch in der neuen Form weitere Freunde erwerben und Nutzen stiften.

M. F.

Bericht über die XXVII. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E.V.) am 24., 25. und 26. April 1924. Preis (ausschl. Übersendekosten) 3 RM.

In einem stattlichen Hefte von 328 Seiten Umfang, reich mit Abbildungen versehen, erscheinen die anläßlich der 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1924 dort gehaltenen Vorträge mit den an sie sich anschließenden wertvollen Besprechungen. Bei der hohen und anerkannten Bedeutung, welche im Rahmen der Bauingenieurwissenschaft und ihrer Betätigung in der Praxis den Tagungen des Deutschen Beton-Vereins und dem, was hier alljährlich an Vorträgen und Aussprachen geboten wird, zukommt, erscheint es nicht notwendig, auf den Wert des neuen Berichtes noch besonders hinzuweisen. Jeder Bauingenieur weiß, was er an ihm hat und ist sich bewußt, daß jeder neue Bericht in sich ein hervorragendes Quellenwerk verkörpert.

M. F.

Tierseele und Menschenseele. Von Wilhelm Bölsche. Mit 7 Abbildungen im Text. Preis geh. GM. 1.20, geb. GM. 2.—. Franckh'sche Verlagshandlung, Stuttgart.

Eingehend behandelt Bölsche in seinem neuesten Kosmos-Bändchen das Gesamtgebiet der Tierseelenkunde. Es geht wieder um die alte Streitfrage, ob die Tiere tatsächlich Denkkraft besitzen oder nur instinktiv dahinleben. Zu diesem Zwecke schildert er die Versuche von Prof. Köhler auf der Teneriffastation an neun Schimpansen während des Krieges und gelangt dabei zu ganz überraschenden Ergebnissen. Das Buch ist ein wichtiger Schritt vorwärts auf dem Wege der Erkenntnis über die Grenzen zwischen Mensch und Tier.

Die Theorie der Wasserturbinen. Ein kurzes Lehrbuch. Von Prof. Rudolf Escher †. Dritte vermehrte und verbesserte Auflage, herausgegeben von Rob. Dubs, Obering. der A.-G. der Maschinenfabriken Escher Wyß & Cie., Zürich. Mit 364 Textabbildungen und 1 Tafel. (369 S.) Julius Springer, Berlin 1924. Preis geb. 13,50 G.-M.

Das zum ersten Mal 1908 erschienene Handbuch des inzwischen leider verstorbenen Züricher Professors Rudolf Escher, hat sich namentlich für den Unterricht an Technischen Hochschulen als ein treffliches Hilfsmittel erwiesen, und die von einem Praktiker wie Rob. Dubs besorgte dritte Auflage kann um so mehr willkommen geheißen werden, da sie die alten Vorzüge des rühmlich bekannten Buches beibehalten hat und darüber hinaus verschiedene Teile auf den heutigen Stand des Turbinenbaues ergänzt bringt, ebenso wie die Bezeichnungen den heute üblichen mehr angepaßt wurden. Das Gebiet der Schaufelung der Laufräder und der Regelung sind wesentlich erweitert worden. Mit Recht hebt der Bearbeiter in seinem Vorwort hervor, daß er „die frische, von der herkömmlichen Ausdrucksweise öfter stark abweichende Darstellung seines ehemaligen Lehrers zum größten Teil unverändert gelassen habe, da er in ihr einen wesentlichen Vorzug des Buches erblicke“. Um denjenigen Fachgenossen und Studierenden,

die das Werk noch nicht kennen, einen Überblick über den reichen Inhalt zu geben, seien die Überschriften der Hauptabschnitte hier angeführt: Hydraulik (Elemente der Mechanik, Hydrostatik, Hydrodynamik (mit den Untertiteln: Strömende Bewegung in der gefüllten Leitung, mechanische Wirkungen des strömenden Wassers bei der Ablenkung in ruhendem und bewegtem Kanal; Turbinen mit gestautem Durchfluß (Überdruckturbinen); die staufreien Turbinen (Gleichdruckturbinen). Hier ist mit Recht die Unterscheidung Reaktions- und Aktionsturbinen als unzweckmäßig aufgegeben, da bekanntlich Reaktion auch bei den „Aktions"turbinen auftritt (vgl. S. 77). Auch ist auf die von Isaacksen (Ztschr. VDI. 1911) durchforschten Fälle von Sekundärströmungen infolge der Wandreibung hingewiesen (S. 83). Der Studierende wird in anschaulicher Weise nach und nach mit den für das Turbinenproblem wichtigen mechanischen Vorgängen bekannt gemacht. Sehr klar und verständlich ist u. a. die „summarische Ableitung der Turbinengrundgleichungen" im Abschnitt 5a (S. 72 f die sich beim Vortrag gut gebrauchen läßt. Ihr voran geht die wisse schaftlich schärfere Ableitung mit Benutzung des Satzes von Corio (S. 66 ff.). Es folgen die Abschnitte: Verhalten der Turbinen unter v änderten Betriebsverhältnissen (Regelung). Verwendung der versch denen Bauarten, sowie Kapitel über Druckleitungen, Spurlager so über die experimentelle Untersuchung der Turbinen. Daß die neuest Bestrebungen im Turbinenbau (Kaplanturbine, Propellerturbine us wenn auch nur kurz, Berücksichtigung finden, sei noch bemer. Die Wasserfadentheorie hat Escher mit Recht beibehalten und wo angeht graphische Konstruktionen verwendet, um die Anschaulichk zu fördern. Ein Vorzug sind die klaren, nur das Wesentliche enthalte den Textfiguren. Das treffliche Buch kann auch in der neuen Aufla allen Fachgenossen bestens empfohlen werden.

Dresden, Oktober 1924. E. Lewicki.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Ortsgruppe Brandenburg.

Organisation und Aufgabe des Verkehrswesens im Ruhrgebiet.

Vortrag, gehalten von Herrn Baurat Hansing, Essen.

Das Gebiet des Kohlenbergbaues, das allgemein als das des Ruhrkohlengebietes bezeichnet wird, hat seine Grenzen in der Lippe und im Süden in der Ruhr. Es erstreckt sich vom Rhein bis ungefähr in die Gegend von Hamm. Mit diesen Grenzen decken sich auch die des durch das Gesetz vom 5. Mai 1920 geschaffenen Siedelungsverbandes Ruhrkohlenbezirk. Der Schwerpunkt der Kohlenausbeute liegt zwischen Ruhr und Emscher. Diese Gegend ist durch eine Reihe von Großstädten so dicht besiedelt, daß man diesen Bereich von 2700 qkm mit 3 645 000 Einwohnern auch als die „Ruhremscherstadt" bezeichnen kann. Innerhalb dieses Stadtgebildes befinden sich gewaltige Zechen und Industrieunternehmungen. Der historischen West-Ost-Verkehrsrichtung, die durch die Ruhr und eine alte Landstraße von Dortmund über Bochum-Essen-Mühlheim-Duisburg bedingt war, folgten auch die ersten Eisenbahnen. Diese Richtung ist vorherrschend geblieben, so daß jetzt schließlich nicht weniger als acht zweigleisige Bahnen auf einem Streifen von ungefähr 20 km nebeneinander herlaufen. Die südnördlichen Verbindungslinien dieser Bahnen wurden meist nachträglich aus örtlichen Bedürfnissen gebaut und sind dem heutigen Verkehr nicht im geringsten gewachsen. Die von den Hauptlinien nach Süden abzweigenden Verbindungsbahnen sind dagen teilweise günstiger.

Die Betriebslänge des Eisenbahnnetzes beträgt $^1/_{40}$ der Reichsbahn, der Güterverkehr hingegen im Jahre 1913 $^1/_3$ des gesamten deutschen Güterverkehrs. Obwohl der Güterverkehr im Ruhrgebiet auf etwa 70 vH. dieser Leistung zurückgegangen ist, muß bedacht werden, daß sich das Eisenbahnnetz bei einem erneuten Aufschwung der Ruhrindustrie in einer ähnlichen katastrophalen Lage befinden wird, wie 1913, wo es am Ende seiner Leistungsfähigkeit stand. Dies ist der Anlaß zur energischen Förderung des Wasserstraßenverkehrs im Ruhrgebiet. Rhein-Herne-Kanal und Dortmund-Ems-Kanal als fertiggestellte Teilstrecken des geplanten Rhein-Hannover-Kanals werden als zukünftige Hauptverkehrsmittel der dortigen Schwerindustrie bezeichnet. Gilt doch Ruhrort als der größte Binnenhafen Europas.

Die fehlenden nord-südlichen Eisenbahnverbindungen sind für den Personenverkehr durch ein sehr dichtes Straßenbahnnetz ersetzt, dessen Nachteil jedoch in seiner zentralen Richtung auf die Großstädte in seiner zersplitterten Verwaltung und in seiner verschiedenen Spurweite liegt. Der Güterverkehr von Nord nach Süd wird meist durch private, oft viele Kilometer lange Zechenanschlußbahnen vermittelt, deren wirtschaftliche Ausnutzung infolge dieser Systemlosigkeit naturgemäß äußerst mangelhaft ist. Das einzige vorhandene Schnellverkehrsmittel ist der Kraftwagen, der bis jetzt auf die vorhandenen „Durchgangsstraßen" angewiesen ist, die jedoch keineswegs den Erfordernissen gewachsen sind, die der moderne Kraftwagenverkehr an gebrauchsfähige Durchgangsstraßen stellt. Das Fernsprechwesen ist auch gut eingerichtet. Es ist ein Bezirksfernsprechnetz, wie etwa in Berlin. In dieser Weise ist das Verkehrswesen des Ruhrgebietes organisiert. Welche Aufgaben sind noch zu lösen?

Der Zusammengehörigkeit des Industriebezirkes ist durch die Gründung des oben erwähnten Siedelungsverbandes Rechnung getragen worden. Seine Aufgaben sind technisch wirtschaftlicher Natur und die Zusammengehörigkeit von Verkehr und Wirtschaft ist von ihm in Planung und Praxis verwirklicht worden. Zunächst ist das für die wirtschaftliche Erschließung in Frage kommende Gebiet in Flächen für Industrie und Verkehrsanlagen, für Wohnzwecke und für Grüngebiete unterteilt worden. Meist bilden die dem Gelände angepaßten Verkehrswege die Grundlage für die planmäßige Aufteilung. Ebenso häufig müssen auch vorhandene unzureichende Verkehrsanlagen umgestaltet werden. Zur Verbesserung des Süd-Nord-Verkehrs auf der Reichsbahn ist der Bau der schon längst geplanten Strecke Ess Buer-Haltern-(Münster) besonders dem Interesse der nördlich v Essen gelegenen Gebiete dringend nötig. Weitere Linien sind zwisch Bochum-Herne, Bochum-Lunon-Münster, Recklinghausen-Münster plant. Die geplanten Nord-Süd-Linien sollen das Ruhrgebiet mit d Industriegebiet der Wupper verbinden. Der Sachlage entspreche müssen sämtliche Pläne den Bedürfnissen des Güterverkehrs angep werden, wie ja einzelne Linien direkt als Güterschleppbahnen aus bildet werden sollen. Eine Überspannung dieses Gedankens ist selb verständlich unerwünscht. Zu Gunsten des Personenverkehrs s Bahnhofsbauten in Duisburg, Oberhausen, Bochum und Reckli hausen geplant.

Der sich gewaltig entwickelnde Nah- und Bezirksverkehr Ruhrgebiet hatte auf manchen Strecken einen Betrieb mit 12 Minu Zugabstand in jeder Richtung zur Folge und veranlaßte nun ein großzügigen Ausbau des vorhandenen Reichsbahnnetzes oder Loslösung des Nah- und Bezirksverkehrs von der Reichsbahn. A der Bau einer Städteschnellbahn quer durch das Industriegebiet den Personenverkehr wurde erwogen.

Der Straßenbahn kommt hier als zwischenstädtisches Verke mittel eine besondere Bedeutung zu und sie sollte dementspreche ausgebildet werden. Derartige Überlandbahnen erfordern vor all eine Trennung vom übrigen Straßenverkehr, was aber vielfach info des Widerstandes der Anlieger und Gemeinden nur infolge der Mac befugnisse des Siedelungsverbandes ermöglicht werden kann. V besserungen an vorhandenen Straßenbahnlinien werden besond hinsichtlich der Wegeübergänge, der Spurweite sowie der besitz- u tarifmäßigen Einheitlichkeit erstrebt. Eine Anzahl von Gemeinscha betrieben sind schon im Gange. Dem zu erwartenden vermehr Kraftwagenverkehr sollen eine Reihe Verbandsstraßen dienen, de Fahrbahn in 9m für den Automobil-Fernverkehr, zwei schmale O fahrbahnen und einen eigenen Straßenbahnkörper eingeteilt ist. Z Nutzen des Fernverkehrs werden die Ortschaften umgangen und sc nen gleiche Übergänge vermieden. Diese sind besonders für die Straß bahnen in Städten ein unangenehmes Hindernis, so daß gebieter gefordert werden muß, daß sie schleunigst beseitigt werden.

Der Stellung der Straßenbahnen im Personenverkehr entsprec die Grubenanschlußbahnen im Güterverkehr. Auch hier versucht Siedelungsverband mit ordnender Hand Vorhandenes zu bessern Neues am zweckmäßigsten zu schaffen.

Die Bedeutung der Kanäle für das Ruhrgebiet ist bereits her gehoben worden. Die Fortsetzung des Rhein-Dortmund-Hanno Kanals zur Elbe und somit die Wasserverbindung mit Berlin und Hansakanals nach Hamburg sind für die Weiterentwicklung der In strie maßgebend.

Im Fernsprechverkehr ist besonders das Selbstanschlußverfah wünschenswert einzuführen. Auch die Städte Düsseldorf und K sowie die westfälischen, bergischen und vor allem die linksrheinisc Industriebezirke sollten in das Schnellverkehrsnetz einbezogen werd Ein Einheitstarif für Schnellverkehr und Bezirksfernsprechnetz k nur erwünscht sien.

Auch der Anschluß an den Weltluftverkehr hat neuerdings das Ruhrgebiet verwirklicht werden können. Als künftige Hauptf häfen sind Dortmund und Essen ausersehen. Sogar ein späterer zirksluftverkehr ist erwogen worden. Das Recht des Siedelungs bandes, Gelände zur späteren Anlage von Flugplätzen von der Bebau freizuhalten, ist, wie hieraus ersichtlich, sehr zu begrüßen.

Die Weiterentwicklung der Wirtschaft des Ruhrgebietes ford die zahlreich angeführten Pläne zu verwirklichen. Auch Pläne, voraussichtlich erst später ausgeführt werden sollen, sind durch Festlegung unbebaulicher Verkehrsländer durch den Siedelungsverb gesichert. So ist also im Ruhrgebiet die Einheitlichkeit des Verke wesens und seine planmäßige Entwicklung gewährleistet, wie sie die Notlage unserer Wirtschaft erforderlich ist.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

// DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 25. Juni 1925 Heft 12

DIE TALSPERRE BEI MULDENBERG.

I. Wasserwirtschaftliches, Geologisches und Konstruktives von der Talsperre in Muldenberg im Vogtland.

Von Regierungsbaurat Tropitzsch in Falkenstein i. V.

Der Ruf nach Trinkwasser und Arbeit aus dem Industriezentrum des Göltzschtales gab der sächsischen Staatsregierung Veranlassung zum Bau einer Talsperre bei Muldenberg i. V.

Die Talsperre Muldenberg gehört zu der Gruppe der von der Staatsregierung schon vor Jahren im Gebiete der oberen Zwickauer Mulde zur Erhöhung des Niederwassers und Herabminderung der Hochwasserschäden geplanten Stauweiher, und hat die Aufgabe, den Abfluß dieses Wasserlaufes in seinem Quellgebiete zu sammeln, zu regeln und eine große Anzahl Gemeinden des östlichen Vogtlandes mit Trinkwasser zu versorgen. Neben der Trinkwasserversorgung wird das abzugebende Wasser auch zur Kraftgewinnung herangezogen.

Der Fassungsraum des Staubeckens beträgt rund 6 Mill. m³. Bei normalem Stau + 713,25 m ü. N.N. bedeckt das Wasser eine Fläche von rd. 100 ha, die aus zwei durchschnittlich 500 m breiten Armen gebildet wird. Die Sperre, die rd. 100 m unterhalb der Vereinigung der Roten und Weißen Mulde liegt, hat drei natürliche Zuflüsse: Von Westen die Rote Mulde, von Süden die Weiße Mulde, von Osten den Saubach.

Das Einzugsgebiet des Staubeckens beträgt 16,34 km². Es ist durchgängig Waldgelände, die Täler sind nur unmerklich eingeschnitten und zeigen gleichmäßig flach verlaufende Hänge. Der Boden ist sehr wasserhaltig und hat umfangreiche, bis zu 2 m mächtige Moorlager. Menschliche Wohnungen sind im Einzugsgebiet nur vereinzelt und in geringer Zahl vorhanden.

Der Abfluß aus dem Staugebiete wird seit 1903 an Überfallwehren mit selbstschreibenden Pegeln beobachtet. Mit Hilfe der auf diese Weise von 1904 bis 1913 erhaltenen Werte und der Ergebnisse der vorgenommenen Wassermessungen errechnete sich eine durchschnittliche Jahresabflußmenge von 12,5 Mill. m³. Das ist der doppelte Fassungsraum des Staubeckens und entspricht einer mittleren sekundlichen Abflußmenge von rd. 400 l.

Die größte Abflußmenge ist im August 1924 gemessen worden, sie beträgt rd. 15 sm³. Die kleinste bisher bekannte Abflußmenge beträgt etwa 10 sl.

Zur Ermittlung der Wassermengen, die aus dem Staubecken abgegeben werden können, sind auf Grund der gemessenen Tagesabflußmengen für den Zeitraum von 10 Jahren Wasserwirtschaftspläne nach dem Verfahren der Zuflußsummenkurven aufgestellt worden. Die Untersuchungen wurden für verschiedene Trinkwasserentnahmen bei gleichzeitiger regelmäßiger Brauchwasserabgabe von 250 sl durchgeführt. Die Trinkwasserentnahme im einzelnen wurde wie folgt angenommen:

Oktober bis Dezember	21	43	65	86	108	130
Januar bis März	18	37	55	74	92	110
April bis Juni	27	53	80	106	133	160
Juli bis September ...	34	67	100	134	167	200
im Mittel .	25	50	75	100	125	150 sl.

Außerdem wurde die Verdunstung mit Rücksicht auf die Erfahrungen an der unweit gelegenen Talsperre der Stadt Plauen bei Werda in den Monaten Januar bis März mit 5 sl, Juli bis September mit 15 sl, in der übrigen Zeit und im Mittel mit 10 sl berücksichtigt und bei den Untersuchungen von vornherein obigem Trinkwasserverbrauch zugeschlagen. Von der Einrechnung des Verlustes an Sickerwasser wurde abgesehen, da es gemessen und der Mulde als Brauchwasser zugeführt wird. Ebenso wurde zur Sicherheit der künftig vermehrte Zufluß infolge Vergrößerung des Abflußbeiwertes für den Bereich des Staubeckens außer Betracht gelassen.

Die Ermittlung, welche Trink- und Brauchwassermengen bei verschiedenem Beckeninhalt gewährleistet werden können, erfolgte nach dem Leinerschen Unterschieds- und Prozentlinienverfahren. Nach Herstellung der Unterschiedslinien für die 11 Abflußjahre konnte aus dem Vergleich der entstandenen Berg- und Talpunkte ohne weiteres der Beckeninhalt ermittelt werden, der bei 250 sl Brauchwasserabgabe und der gewählten sechs Trinkwasserentnahmen mindestens erforderlich ist. Da die Brauchwasserabgabe von 250 sl festlag und 100 sl Trinkwasserabgabe als diejenige Wassermenge zu bezeichnen war, die gerade noch weggenommen werden konnte, ohne die Triebwerksbesitzer in ihrer Kraftausnutzung zu schädigen, fiel die Wahl auf einen Beckeninhalt von 6 Mill. m³.

Diese 100 sl Trinkwasser genügen nach den vorgenommenen Berechnungen, um den künftigen Bedarf der Göltzschtal- und Nachbargemeinden bis zur sächsischen Landesgrenze, einschließlich Reichenbach i. V., Mylau und Netzschkau an Trinkwasser auf etwa 50 Jahre zu decken. Gleichfalls wird durch den Mindestabfluß von 250 sl nach der Mulde noch eine Erhöhung des Muldenwassers an 200 Tagen eines Jahres erreicht.

Diese Erhöhung des Niederwassers und die erzielte Verregelmäßigung des Wasserabflusses bedeuten für die Unterlieger eine derartige Verbesserung, daß die dadurch entstehenden Vorteile die Benachteiligung infolge der Trinkwasserentnahme nicht nur ausgleichen, sondern sogar übertreffen.

Sehr interessant gestalteten sich die zutreffenden Gründungsmaßnahmen. Um sie beurteilen zu können, soll einiges von der mutmaßlichen Entstehung des in der Umgegend der Talsperre vorgefundenen geologischen Aufbaues gesagt werden:

Die von der Baugrube aufgeschlossenen Schichten gehören einer der ältesten geologischen Perioden, dem Cambrium, an. Das Gebiet lag also im cambrischen Meere in Küstennähe, d. h. so weit von der Küste entfernt, daß die Flüsse ihre mechanisch mitgeführten tonigen Massen hier absetzten, aus denen dann der cambrische Tonschiefer entstand. Außer den Tonen setzten sich auch noch in geringer Menge feine Sande ab, die dem Tonschiefer, welcher aus der Tonschicht entstanden war, an vielen Stellen ein schiefriges Gefüge gaben.

Während der Tonschiefer in seinen unteren Schichten mehr Sericit (hellglänzenden Kaliglimmer) führt, wird dieser nach oben meistens durch Chlorit verdrängt.

In der Nähe der genannten Tonschicht fanden nun gewaltige Eruptionen von Diabasen statt, einem hauptsächlich aus Kalknatronfeldspat und dem der Hornblende ähnlichen Augit zusammengesetzten Gesteine. Wenn auch die eigentlichen Schmelzflüsse diese Gegend nicht erreichten, so rissen doch die den Schmelzfluß durchdringenden Gase Teile von diesen mit sich hoch in die Luft, welche sich als Ascheregen bzw. als Tuffschicht ablagerten. Diese Tuffniederfälle traten

aller Voraussicht nach periodisch auf. In den Zwischenzeiten setzten sich wieder Tone ab. Auf diese Weise entstand der oft sehr mächtige tuffig gebänderte Tonschiefer. Die eruptiven Vorgänge erreichten bei der Bildung der einige Meter mächtigen Diabas-Tuffschicht (des jetzigen Hornblendeschiefers) ihre größte Heftigkeit, um dann allmählich nachzulassen. Nach diesen gewaltigen Ausbrüchen wurde die Gegend noch küstennäher, denn die Flüsse setzten jetzt ihre schweren Bestandteile, hauptsächlich die Quarzsande auf ihr ab, vielleicht fielen außerdem von Stürmen mitgerissene Sande auf das Wasser und ließen so eine mehrere Meter mächtige Sandschicht mit tonigen Beimengungen entstehen, aus der sich dann die Grauwackenquarzite entwickelten. Später wurde die Gegend wieder etwas küstenferner, die schweren von Flüssen mitgeführten Sande gelangten nicht mehr zu ihr, sondern nur noch die leichten Tone, aus denen wieder Tonschiefer entstand, allerdings keine tuffig gebänderten (siehe Abb. 1).

Abb. 1.

Hierzu kommt noch, daß gewaltige, in der Hauptsache von Osten nach Westen kommende Drücke das Schichtensystem sehr stark falteten, die Schichten steil aufrichteten bzw. überkippten, so daß öfters jüngere Schichten unter ältere zu liegen kamen.

Die so gebildeten Sättel und Mulden verlaufen in der allgemeinen Richtung N—S fast senkrecht zur Sperrmauer (Streichen der Schichten, mit dem Hauptfallen etwa nach Westen).

Wenn auch das Gebirge die Faltungen und Verschiebungen oft bis in das kleinste Gesteinsstück mitgemacht hat, trennten sich die Nachbarschichten doch öfters voneinander. Der hangende Grauwackenquarzit machte wegen seiner größeren Festigkeit und Sprödigkeit die Faltungen des liegenden Hornblendeschiefers nicht immer mit.

Dabei weist das ganze Gebirge in den Tonschiefern und den Grauwackenquarziten eine völlige regellose Spaltenbildung auf, deren Zwischenräume durch Kieselsäure führende Sickerwässer mit Quarz angefüllt sind. Sonach sind die beiden cambrischen Tonschiefer, die quarzitischen Grauwacken und die Diabastuffe die Hauptgesteine des Baugeländes.

Die Diabastuffe verwandelten sich durch chemische Umsetzung in Hornblendeschiefer um. Dieser verwitterte je nach der Intensität bzw. chemischen Zusammensetzung der auf ihn wirkenden Sickerwässer, so daß in der Baugrube Hornblendeschiefer in allen Verwitterungsstadien zu finden waren: Gesund, mehr oder weniger verwittert, und schließlich erdig-krümelig (Abb. 2).

Abb. 2.

Während der Tonschiefer in verhältnismäßig geringer Tiefe (4—5 m) schon einen festen Untergrund für eine Sperrmauer bildete, verlangte der Hornblendeschiefer wegen seiner größeren Verwitterung an einer Stelle eine Gründungstiefe von fast 30 m. Es kam infolge der steil aufgerichteten und manchmal sogar überkippten Schichten vor, daß gesunder Tonschiefer weggenommen werden mußte, damit unter ihm liegender verwitterter Hornblendeschiefer abgebaut werden konnte. Infolgedessen gaben die zum Aufschlusse des Untergrundes vorgenommenen Schürfungen, die an solchen Stellen nur bis zum Tonschiefer niedergetrieben waren, teilweise ein falsches geologisches Bild.

Zu diesen schwierigen Gründungen gesellte sich durch das zahlreiche Spaltensystem auch noch ein Wasserzudrang bis zu 800 l in der Min. in einem Baugrubenabschnitt. Waren diese tiefen Schlitze ausgehoben, so begann man mit dem Ausbetonieren bis zu einer festgelegten Höhe. Auf dem nun g schaffenen Betonklotz wurde die Mauer errichtet (Abb. 3).

Während der schwierigen Aufschlußarbeiten hat ma auch die Ausführung des Sperrwerkes als Erddamm erwoge Es zeigte sich jedoch nach völligem Aufschluß der Baugrub daß trotz aller Schwierigkeiten die Voraussetzungen für d Gründung eines massiven Bauwerkes vorhanden waren u deshalb die Ausführung einer Bruchsteinmauer als die g eignetste erschien.

Die Sperrmauer war an diese Stelle bzw. Höhe gebunde um das Trinkwasser mit eigenem Druck über die Wasserschei ins Göltzschgebiet bringen zu können. Als Grundrißform d Mauer wurde ein Kreisbogen von 400 m Halbmesser bestimm Infolge des flachen Verlaufes der Hänge ist die Länge ihr Krone, die 1,5 m über dem normalen Stauspiegel liegt, r

Abb. 3.

500 m. Bei einer Höhe von 26,5 m besitzt sie eine unters Breite von 18 m und eine Kronenbreite von 4 m.

Die Standsicherheit der Mauer wurde durch eine zei nerische Untersuchung nachgewiesen. Der Unterdruck wur dabei berücksichtigt, und zwar voll an der Wasserseite, line auf 0 an der Luftseite verlaufend. Die Höchstbeanspruchu für Mauerwerk ergab sich zu rd. 8 kg/cm². Auch die Forderun die Mauer soll auf der Grundfläche nicht gleiten, ist durch ei Mindesteinbindung der Mauer von 1,5 m in den Felsen erfül

Die Mauer ist mit einem Anschlußmörtel ohne jede A gleichung unmittelbar auf den geschlossenen Felsen aufgese worden. Die Herstellung des Mauerfußes und die Entwässeru der Baugrube erforderte sowohl wasserseitig als auch luftsei die übliche Verbreiterung des Bauschlitzes, die nach A mauerung des Grundes mit Beton ausgestampft wurde. I Wasserseite der Mauer, 1 : 25 anlaufend, wird mit einer 2,5 starken Putzschicht, die dreimal mit Inertol bzw. Preolit g strichen wird, abgedichtet. Zum Schutze der Putzschicht hält die Mauer aber nur zwischen der Ordinate 701, bis zu der eiserne Bestand reicht, und der Mauerkrone einen 60 starken Mantel aus Mauerwerk, der mit 2—2,3 m breit Schäften 0,4 m tief in den Mauerkörper einbindet.

Um das trotz dieser Vorkehrungen in die Mauer eindr gende Wasser abzufangen, werden ein bzw. zwei gegeneinan versetzte Rohrnetze 2 bis 2,5 m hinter der Putzschicht e gebaut. Das eindringende Wasser fällt in zwei 0,3 m we Sammelrohre, die es, nachdem es gemessen worden ist, na der Mulde leiten. Das aus der Sohlendrainage hochsteige Wasser wird zur Messung des Unterdruckes gesondert gefa

Zur Entnahme des Nutzwassers und zur Entleerung des Staubeckens dient ein Rohr von 800 mm l. W., zur Trinkwasserabgabe ein solches von 0,4 m l. W. Beide sind zur Vermeidung von Betriebsstörungen doppelt angeordnet. Durch den Mauerfuß werden die Rohrleitungen in je einem Stollen von 3 m Höhe hindurchgeführt, die nach Einlegung der Rohre mit entsprechenden Mauerpfropfen aus Klinkern geschlossen und abgedichtet werden. Die Stollen sind an den Übergängen der Talsohle in die Hänge im gegenseitigen Abstande von rd. 100 m angeordnet. Für jede Trinkwasserableitung sind zwei Entnahmen, die eine auf + 697,3, die andere auf + 701,8 ü. N.N., vorgesehen, die entsprechend dem Wasserstande des Staubeckens in Betrieb genommen werden. Alle Rohre sind wasser- und luftseitig durch Schieber verschließbar. Das Gestänge der wasserseitigen Flachschieber wird bis zur Mauerkrone hochgeführt und von dort aus bedient. Die luftseitigen Regulierungsschieber — Spezial-Talsperrenschieber von Bopp & Reuther, Mannheim — besitzen nur ganz kurzes Gestänge. Ihre Windwerke sind zu ebener Erde untergebracht und erhalten nur den unbedingt notwendigen Wetterschutz (Abb. 4).

Damit sich bei plötzlich eintretenden starken Niederschlägen das gefüllte Staubecken selbsttätig entlasten kann, ist der Mauerteil zwischen den Schiebertürmen der Grundablässe als Hochwasserüberfall ausgebildet. Die Überlaufkante der vorgesehenen zehn Durchflußöffnungen liegt in Höhe des normalen Stauspiegels von 713,25 ü. N.N. Durch den Hochwasserüberfall kann eine Höchstwassermenge von 19 sm^3 abgeführt werden, wobei der normale Stauspiegel um nur 0,3 m erhöht wird. Der Höchstwasserstand bleibt demnach immer noch 0,7 m unter der Mauerkrone. Über die Hochwasserüberfallöffnungen wird die Gangbahn mittels einer Eisenbetonkonstruktion hinweggeführt.

Das überlaufende Wasser wird am Fuße der Mauer durch ein Sturzbecken mit 2,5 m ständigem Wasserstand aufgefangen, das in einer Breite von 10 m den Raum zwischen den beiden Grundablässen ausfüllt. Aus diesem strömt das Wasser über ein Messungswehr der Mulde zu.

1. Sickerrohre.
2. Grundablaßrohr 800 mm l. W.
3. Trinkwasserleitung 400 mm l. W.
4. u. 7. Sickerwassersammelleitung 300 mm l. W.
5. Stollenentwässerung.
6. Trinkwasserleitung vom rechten Grundablaßstollen.

Abb. 4.

Was nun die beim Bau verwendeten Mörtelmischungen anlangt, so bestehen die beiden Hauptmischungen des Baues aus 0,6 Zement : 1,9 Traß : 1 Kalkteig : 5 Sand und 1 Zement : 1,5 Traß : 1 Kalkteig : 5 Sand : 8 Klarschlag. Für die Beurteilung dieser Mischungen war einmal ihre Wirtschaftlichkeit maßgebend, d. h. ihre Kosten unter Beachtung der Ausbeute an fertigem Mörtel, und ferner der Aufbau vom mörteltechnischen Standpunkte aus. Um die von einem Talsperrenmörtel geforderte Dichtigkeit und Elastizität zu erzielen, entschied man sich für die Verwendung eines Zement-Traß-Kalkmörtels. Vom mörteltechnischen Standpunkte aus mußte verlangt werden, daß sämtlicher in der Mischung vorhandene Kalk in der Form $Ca(OH)_2$ und eventuell auch in der Form CaO durch die hydratische Kieselsäure des Trasses in kieselsauren Kalk umgebildet wird. Die Mischungen setzen sich deshalb zusammen aus einem Zementtraßmörtel mit 0,6 Rtl. Traß auf 1 Rtl. Zement und einem Traßkalkmörtel mit 1,5 Rtl. Traß auf 1 Rtl. Kalkteig.

Um mit Rücksicht auf die im Grund- und Stauwasser vorhandene aggressive Kohlensäure auf jeden Fall genügend Vorrat an freier Kieselsäure in der Mischung zu haben, änderte

man dieses letzte Verhältnis später in 2 Rtl. Traß auf 1 Rtl. Kalkteig. Die ausnahmslose Durchführung dieser Grundsätze führte dann auch zu folgender Änderung der vorstehend genannten Hauptmischung.

Mörtel : 0,6 Zement : 1,9 Traß : 0,75 Kalkteig : 5 Sand,

Abb. 5a.

Abb. 5b.

Beton : 0,6 Zement : 1,9 Traß : 0,75 Kalkteig : 4 Sand : 8 Klarschlag.

Die Herabminderung des Sandes im Beton geschah zur Erzielung der gleichen Magerung.

Für die Mörtelmischung 0,6 : 1,9 : 1 : 5 ist als Ausbeute

Abb. 6.

auf der hiesigen Baustelle festgestellt worden, daß 45 l Z. + 142,5 l Tr. + 75 l Kalktg. + 375 l Sand = 637,5 l Mörtelstoffe in kellegerechter Konsistenz 420 l fertigen Mörtel geliefert haben.

Die Betonmischung 1 : 1,5 : 1 : 5 : 8 ergab aus 30 l Z. + 45 l Tr. + 30 l Kalktg. + 150 l Sand + 240 l Klarschlag = 495 l Trockenmischung, in erdfeuchter Konsistenz rd. 400 l fertigen Beton aus der Mischmaschine und rd. 0,3 m³ Beton gestampft.

Beide Mischungsverhältnisse haben sich gut bewährt, besonders die Mörtelmischung hat allen an einen Talsperrenmörtel gestellten Anforderungen entsprochen. Der Mörtel bindet langsam ab, ist sehr geschmeidig, besitzt eine hohe Wasserdichtigkeit sowie ausreichende Festigkeit, und weist keinen überschüssigen Kalkgehalt auf. Der Beginn des Abbindens erfolgt etwa nach 6 bis 8 Stunden, die Bindezeit beträgt rd. 18 Stunden. Versuche zur Feststellung der Dichtigkeit ergeben bei Verwendung von Grundmann-Zement, Normenkalk, Normensand und bayrischem Traß (Feinmahlung) in normengemäßer Konsistenz an einer Platte von 3 cm Stärke, nachdem je eine Stunde ein Wasserdruck von 1 und 2 at und 2 Stunden ein solcher von 3 at daraufgestanden hatte, bei 4 at zwischen der 240. und 250. Min. 6 cm³, zwischen der 250. bis

275. Min. 7 cm³, und zwischen der 275. bis 448. Min. 10 cm³ Wasserdurchgang. Zwei andere Platten von 3 cm Stärke wiesen selbst bei einem Druck 1,2 und 3 at von der 1. bis 240. Min., dem von 4 at zwischen der 241. und 650. Min. keinen Wasserdurchtritt auf. Dieselbe Mischung lieferte in Normenkonsistenz eingeschlagen nach 28 Tagen im Mittel 20 kg/cm² Zug- und 153 kg/cm² Druckfestigkeit.

Für die wasserseitige Abdichtung ist ein 2 cm starker Putzmörtel vom Mischungsverhältnis 1 Z. : 0,5 Tr. : 2 Bausand gewählt worden.

Für die Architektur der Mauer war die ernste Eigenart der Landschaft richtunggebend (Abb. 5a u. 5b). Außer den bogenförmigen Öffnungen für den Hochwasserüberfall zeigt die Mauer keine Unterbrechungen. Es wird weder ein ausgesprochenes Schichten- noch Zyklopenmauerwerk hergestellt. Das Vermauern der Steine geschieht einfach nach der Form, die der Stein hergibt, nur in größeren Abständen (etwa 20 m) sind hier und da große, kräftige Steine herausgeschoben worden, die zur Belebung der großen Ansichtsflächen dienen sollen. Die Fugen werden nicht mit dem Fugeisen ausgefugt, sondern mit der Kelle verschmiert und glattgestrichen.

Der Bau der Talsperre hatte eigentlich außer der Herstellung einiger Umgehungs- und Zufahrtsstraßen auch noch eine Verdrückung der Eisenbahnlinie Chemnitz—Adorf im Gefolge (Abb. 6). Die Bauleitung hat aber, um die viel teurer und unübersichtlich werdende Eisenbahnverlegung zu vermeiden, einen Schutzdamm errichtet. Dadurch blieb die bestehende Eisenbahn unberührt und der höhere Stauspiegel der Sperre wird vom Staudamm ferngehalten. Der Verlust an Stauraum, der durch die Anlage des Staudammes entsteht, ist gering. Die Abmessungen des Dammes sind so gewählt, daß er als hinreichend sicher anzusehen und ein Überfluten, das der Eisenbahn gefährlich werden könnte, ausgeschlossen ist.

II. Die Bauausführung[1]).

Von Dr.-Ing. Arndt, Direktor der Philipp Holzmann A.-G., Zweigniederlassung Halle-Dresden.

1. Allgemeine Grundlagen der Baustellen-Einrichtung.

Die Wahl der Bauausführung für eine Talsperre ist in erster Linie abhängig von der Lage der Zubringer der Steine und Zuschlagsstoffe, von der Gestaltung der Hänge und der vorgesehenen Bauzeit.

Der für die Sperrmauer bei Muldenberg schon vor Vergebung der Arbeiten an die Philipp Holzmann A.-G. von der Bauleitung erschlossene Steinbruch liegt im Tale der Mulde, 7 km unterhalb der Sperrstelle und liefert einen wetterbeständigen Grauwackenquarzit.

Die Anförderung der Steine aus dem Steinbruch zur Sperrstelle erfolgte durch eine Förderbahn von 60 cm Spurweite, die durchweg in der Talsohle des Muldentales lag und in der Hauptsache auf einer neuen, dem Verkehr noch nicht übergebenen Talstraße verlegt werden konnte. Sie mündet an der Sperrstelle, unterhalb der Mauer auf etwa + 695 m Meereshöhe.

Traß, Zement, Kalk und Sand, sowie alle sonstigen Bau- und Betriebsstoffe, Geräte usw. werden auf der am linken Hang liegenden normalspurigen Nebenbahn Chemnitz-Aue-Adorf zugeführt und mit Hilfe eines schon von der Bauverwaltung vor Vergebung der Arbeiten angelegten Zweiggleises, das mit Schienenoberkante auf + 707, also 12 m über Talsohle, unterhalb der Sperrstelle liegt, abgenommen.

Die Talhänge sind außerordentlich flach, ihre Neigung schwankt zwischen 1:12 und 1:17.

Besonders auffällig für das vorhandene Bauwerk ist die erhebliche Kronenlänge von rd. 500 m gegenüber der geringen Mauerhöhe von rd. 26½ m.

Damit sind alle Hauptgesichtspunkte für die Ausgestaltung der Bauausführung genannt. Nebenher wurde die Entschließung über die Wahl der Ausführungsart beeinflußt durch die vielgestaltigen Einflüsse der Inflationszeit und die Art der Anpassung der Leistungszahlungen an den sinkenden Geldwert, wodurch namentlich mit Neubeschaffungen für die Einrichtung der Baustelle vorsichtig zu Werke gegangen werden mußte und nach Möglichkeit auf den umfangreichen, vorhandenen Gerätepark der Unternehmung zurückzugreifen war.

Eingehend aufgestellte Vorentwürfe und Vergleichsberechnungen ergaben, daß bei der geringen Höhe und großen Länge der Mauer eine Anordnung von Kabelkranen nicht wirtschaftlich gewesen wäre.

Der Kabelkran wird überall da zweckmäßig Verwendung finden können, wo die Seitenbewegung desselben im Verhältnis zur Höhenförderung gering ist und wo durch seine Anwendung der Aufbau schwieriger Gerüste gespart werden kann. Die Kostspieligkeit des Kabelkranes, der meist nur für einen ganz besonderen Zweck konstruiert wird, setzt größere Massen voraus. Überall da, wo die Anförderung der Baustoffe mit rollendem Gerät in möglichste Nähe der Verwendungsstelle ausführbar ist und keine allzu großen Höhen zu überwinden sind, werden andere ortsfeste oder auf Gleisen bewegliche Hebezeuge in wirkungsvollen Wettbewerb mit dem Kabelkran treten können.

Von diesen Erwägungen ausgehend ergab sich in engster Anpassung an die örtlichen Verhältnisse als zweckmäßig für den Bauvorgang die nachstehend zu beschreibende Einrichtung.

2. Bauvorgang und Massenförderung.

Da Traß, Zement, Kalk und Sand auf dem Zweiggleis, das rund 12 m mit seiner Schienenoberkante über der Talsohle liegt, angefördert werden, lag es nahe, im unmittelbaren Anschluß an das Zweiggleis das Mörtelwerk zu errichten und die Zuführung des Mörtels so zu gestalten, daß verlorene Hebungen für denselben vermieden werden. Aus der weiter unten zu schildernden Anlage des Mörtelwerkes ergab sich, daß das Mörtelentnahmegleis im Mörtelwerk mit Schienenoberkante auf + 703,25 zu liegen kam, also noch 8 m über Talsohle und 11 m unter Mauerkrone. Das Mörtelgleis wurde nun horizontal liegend unter Überbrückung der Baugrube hinter die Mauer geführt und parallel der Mauerkrone auf einem Bockgerüst hinter der Mauer verlegt, das entsprechend der Talbreite in Höhe von + 703,25 eine Länge von rd. 280 m erhielt. Auf diesem Gerüst laufen gleichzeitig drei Turmdrehkrane, durch deren unteres Portal die Mörtelzüge fahren können und die die Mörtelmulden von den Wagen abheben und entsprechend der jeweiligen Mauerhöhe nach der Arbeitsstelle senken oder heben, s. Abb. 7 bis 10. Seitlich an dieses Mittelgerüst schließen sich am rechten und linken Hang zwei Flügelgerüste an, deren Schienenoberkante am linken Flügelgerüst auf + 708,80, am rechten Flügelgerüst auf + 710,50 lag und auf denen Dampfschwenkkrane laufen. Diesen Kranen wird der Mörtel über das Mittelgerüst auf Ausziehgleisen zugestellt, die in der Schlucht liegen, die zwischen dem wasserseitigen Hang der Baugrube und der wasserseitigen Rückwand der emporwachsenden Mauer entsteht. Die Flügelgerüste tragen also nur das Krangleis und nicht die Zubringergleise, die durchweg auf + 703,25 liegen bleiben.

Vollkommen unabhängig von dieser Mörtelgleisanlage erfolgt die Zubringung der Steine. Solange die Breite der Mauer ein unmittelbares Befahren derselben mit Steinzügen gestattete, wurden die im Steinbruch gewaschenen Steine in geschlossenen Zügen unmittelbar auf die Mauer gebracht, dort entladen und verarbeitet. Das war möglich bis zu einer Mauerhöhe von etwa

[1]) Unter teilweiser Benutzung des zur 28. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 24. 2. 1925 in Berlin gehaltenen Vortrages.

+ 702 entsprechend einer Mauerbreite von etwa 7 m. Das Steingleis wurde aus der Talsohle heraus am rechten Hang entsprechend der fortschreitenden Mauerhöhe angerampt. Gleichzeitig war das Steinzubringergleis mit einer Brücke über die Baugrube hinweggeführt worden, um die im Steinbruch geförderten Massen, die nicht sofort vermauert werden konnten, auf der am rechten Hang hinter der Mauer angelegten Vorratshalde abzulagern.

Nachdem die unmittelbare Zustellung der Steine auf die Mauer infolge der mit fortschreitender Höhe rasch abnehmenden Breite nicht mehr möglich war, mußten die Krane neben der Mörtelförderung auch die Bedienung der Mauer mit Steinen übernehmen. Zu diesem Zwecke wurde hinter dem Mittelgerüst am Fuße desselben ein Parallelgleis verlegt, das durch Spitzkehren und Weichen an das Steinzubringergleis angeschlossen war und ebenso wurden hinter den Flügelgerüsten Steinzubringergleise angeschlossen, um diesem die notwendigen Steine zuzuführen.

Für die Förderung der Steine waren 175 Spezialwagen gebaut worden, deren Wagenkästen mit 1,5 m³ Bruchsteininhalt durch die Krane vom Untergestell abgehoben und auf die Mauer abgesetzt werden konnten, so daß ein Umladen der Steine für die Höhenförderung vermieden werden konnte.

Hervorzuheben ist bei dieser Anlage die vollkommene Trennung des Mörtel- und Steinzuführungsbetriebes, die eine wesentliche Vereinfachung der notwendigen Rangierbewegungen herbeiführte. Beide Gleissysteme sind aus betrieblichen Gründen miteinander verbunden worden, um den Austausch der Betriebsmittel und auch in besonderen Arbeitsabschnitten in Zwischenschichten eine gegenseitige Unterstützung der Anlage herbeiführen zu können.

Die Hebezeuge und Gleisanlagen sind ebenso wie alle anderen Betriebseinrichtungen der Baustelle auf eine Höchstleistung von 450 m³ Mauerwerk in der Schicht bemessen worden, haben aber während der Hauptbauzeit ohne Überanstrengung über 500 m³ geleistet.

Die Abbildungen 7 bis 10 geben ein klares Bild der Gerüst- und Gleisanlagen wieder.

3. Das Mörtelwerk.

Das Mörtelwerk ist, wie schon ausgeführt wurde, im unmittelbaren Anschluß an das Zweiggleis angelegt worden. Maßgebend für seine Gestaltung war die außerordentlich flache Gestaltung des Hanges, der eine Verarbeitung der Zuschlagstoffe nur in der Richtung des Schwerpunktweges nicht zuließ, wenn man nicht beträchtliche, verlorene Hebungen in Kauf nehmen wollte. Daraus ergab sich die Notwendigkeit, das Mörtelwerk in der Längsachse zu entwickeln.

Als weiterer leitender Gedanke wurde angestrebt, den Verkehr an den Mörtelmischmaschinen und die Summe aller bei der Beschickung notwendigen Wege auf ein Mindestmaß zu beschränken. Weiter wurde angestrebt, mit allen Mitteln den Lohnaufwand zu vermindern.

Dem ersten Gesichtspunkt wurde Rechnung getragen, indem man sich entschloß, den gesamten Inhalt einer Mörtelmischung, mit Ausnahme des zuzusetzenden Kalkes, in einem Muldenkipper an die Maschine heranzubringen, dem zweiten dadurch, daß man Zement, Traß und Sand in Silos bzw. in einem selbsttätig abmessenden Sandlager unterbrachte. Das Fassungsvermögen der Silos und Lager wurde so bemessen, daß die Lagermenge auf 12 Höchstleistungsschichten ausreicht.

Abb. 7.

Der Grundriß des Mörtelwerkes (Abb. 11), das nebenher auch die nicht unerheblichen Betonmengen zu liefern hatte, zeigt die gegenseitige Lage der einzelnen Anlagen. Aus dem Hauptgleis zweigt das als geschlossene Weiche ausgebildete Zweiggleis auf + 707 ab, an dem hintereinander der Zementsilo, der Traßsilo und das Sandlager liegen. Vor dem Zement- und Traßsilo ist ein Schotterlager angeordnet, in dem der aus dem Steinbruch gelieferte Schotter gelagert wird. Diese Anlagen liegen mit der Schienenoberkante ihrer Entnahmegleise durchschnittlich auf + 703. Am Ende des Zweiggleises am Ausziehstumpf der geschlossenen Weiche liegen die Kalkschuppen, Kalkrührwerk und Absitzbecken und zwischen diesen Anlagen die Mörtel- und Betonmischmaschinen, die in Gruppen zu je zwei zusammengefaßt sind. Das Kalklager und Gruben liegen in gleicher Höhe wie das Zweiggleis auf + 707, ebenso die Fülltrichter der Mischmaschine. Die Mörtelabzapfgleise der Mischmaschine liegen auf + 703,25. Verfolgen wir nun einen für

die Beschickung der Betonmischmaschinen bestimmten Muldenkipper, so ergibt sich folgendes (Abb. 11, Schnitt B—A):

Der gerade an den Mörtelmaschinen entleerte Muldenkipper wird auf einem in Neigung 1:200 verlegten Gleis an einen Bremsberg von 4 m Höhe herangefahren, an den er sich selbsttätig an- und abhängt und nun unter Ausnutzung des erhaltenen Schwunges auf einem gleichfalls 1:200 verlegten Gleis unterhalb des Sandlagers dem Schotterlager ohne weitere Nachhilfe zurollt. Hier kommt der Wagen zum Stehen und wird bis zu einer im Wagen angebrachten Marke von Hand mit Schotter beladen. Da die zu bewegenden Schottermengen zu gering waren, lohnte es sich nicht, für diese Anlage besondere mechanisierte Vorrichtungen zu schaffen. Der Wagen wird dann vom Schotterlager durch eine Weiche wieder im Gefälle 1:200 dem Zementsilo zugestellt, wo automatisch die für die Mischung vorgesehene Zementmenge abgezapft wird, von da dem Traßsilo, wo er den Traßzusatz erhält, um endlich im Sandlager die notwendige Sandmenge für die Mischung zu erhalten. Er hängt sich dann wieder am Bremsberg an, fährt nach der oberen Plattform der Mörtelmischanlage, um hier seinen Inhalt an die Betonmischmaschine abzugeben. Wagen, welche die Mörtelmischmaschine bedienen, machen denselben Kreislauf durch, nur erhalten sie keinen Schotter, sondern laufen bis zu der Umkehrweiche durch. Die Wagen sind also in einem ständigen geschlossenen Kreislauf begriffen. Jeder der Muldenkipper bringt der Maschine den Inhalt für eine Mischung, und nur ein Förderweg ist notwendig, um die vier oder drei verschiedenen Zuschlagsstoffe an die Maschinen heranzubringen.

Der Kalk wird aus dem Zweiggleis in die Kalkschuppen oder unmittelbar in die Rühranlage übernommen, in zwei Kalkrührmaschinen gelöscht und dann in Absitzgruben zum Sümpfen abgelassen. Aus diesen Gruben wird der Kalk in Spezialwagen geladen, von denen jeder zwei kleine Kippmulden trägt, die die vorgeschriebenen Mengen von Kalk enthalten. Diese Kalkwagen kommen an die Mischmaschine von der anderen Seite heran, geben nach Trockenmischung der Zuschlagsstoffe ihren Inhalt an die Maschine ab und laufen wieder im geschlossenen Kreislauf zurück zum Kalklager. Es greifen also im Mörtelwerk zwei Kreisläufe von Zubringerwagen, die sich gegenseitig nicht stören, ineinander. Durch die entsprechenden Weichenverbindungen ist dafür gesorgt, daß jede Maschine bedient werden kann, ohne die Bedienung der anderen Maschine irgendwie zu stören. Auf Höhe + 703,25 liegen dann die Abzapfgleise der sechs Mischmaschinen, die durch eine Weichenstraße an das Mörtelzubringergleis angeschlossen sind. Die Einzelbauwerke des Mörtelwerkes sollen nun näher durchgesprochen werden.

Abb. 8. Talprofil.

Abb. 9. Hauptgerüst mit Turmdrehkränen.

Abb. 10. Schnitt durch die Sperrmauer mit Sturzbecken.

Das Schotterlager wird beschickt durch Transportzüge mit Schotter, die vom Steinbruch kommen und auf ein entlang dem ganzen Lager errichtetes Gerüst fahren, um von da aus ihren Inhalt abzukippen. Die Beladung der Muldenkipper vom Lager erfolgt, wie schon erläutert, einfach durch Hand.

Die Konstruktion des Zement- und Traßsilos erfolgte nach vollkommen gleichen Gesichtspunkten, nur mit dem Unter-

schied, daß der Zementsilo 250 t und der Traßsilo 400 t faßt, also entsprechend größer ausgebildet wurde, und daß der Zementsilo noch wesentlich sorgfältiger gegen das Eindringen von Feuchtigkeit geschützt werden mußte als der Traßsilo. Bei der Konstruktion war der Gedanke leitend, einen großräumigen Silo zu schaffen, in dem tote Räume vermieden werden, um das Absetzen und Abbinden von Restbeständen nach Möglichkeit zu verhüten und die Beschickung so leicht und einfach wie nur möglich zu gestalten (Abb. 12). Die Silos sind an die Böschung des Zweiggleises angebaut und werden von Betonstützen und hölzernen Stützen getragen. Die Silos bestehen in der Hauptsache aus einem großräumigen Lagerraum, dessen Boden durch drei Entleerungstaschen gebildet wird, und weiter aus dem Aufzugsturm, in den das Ladegut emporgewunden und von dem aus es verteilt wird. 1,10 m über Schienenoberkante des Eisenbahngleises befindet sich eine Ladebühne, auf der dreirädrige Vorderkipper stehen, die in den vorgefahrenen gedeckten Eisenbahnwagen hineingeschoben und darin beladen werden. Die Zementsäcke werden also im Eisenbahnwagen selbst in den Vorderkipper geladen, ebenso der lose ankommende Traß. Dadurch entfällt jeder Zwischentransport der Säcke oder des losen Ladegutes und damit auch der sonst nicht zu vermeidende Transportverlust. Der Vorderkipper wird nun von einem elektrischen Aufzug nach dem oberen Podium des Ladeturmes gehoben und dort in ein Verteilungrinnensystem geschüttet, das noch oben durch ein engmaschiges Gitter abgeschlossen ist. Diese Vorsicht hat sich als recht notwendig herausgestellt, denn dabei sind aus den Zementsäcken allerlei Dinge herausgesiebt worden, die nicht hineingehören, z. B. ganze Pakete der üblichen Verschlußdrähte, Holzstücke, Eisenstücke usw. Durch gleichmäßige Verteilung der einzelnen Wageninhalte auf den gesamten Silo wird für eine entsprechende gleichmäßige Beladung des ganzen Silos gesorgt. Die Entnahmetaschen sind unten mit Walzenverschlüssen ausgerüstet, die von dem bayrischen Hüttenwerk Sonthofen geliefert wurden. Diese Trommelverschlüsse liefern

Abb. 11.

Abb. 12.

Abb. 11.

Abb. 11.

bei $^1/_6$ Umdrehung ihrer Achse genau 15 l Zement, bei einer vollen Umdrehung also 90 l. Die anfängliche Befürchtung, daß sich in den Silotaschen Brücken bilden könnten, die ein Nachrutschen der Silofüllung verhüten, hat sich nicht bewahrheitet, vielmehr zeigten schon die ersten angestellten Versuche, daß Zement und Traß, den man in die Tasche schüttete, wie Wasser herunterfloß und auch ebenso durch die Taschen hindurchging. Die Silowände sind innen nicht verklebt oder verputzt worden. Nach außen wurden die Silos mit Dachpappe benagelt und die Horizontalfugen der Taschen mit Leisten überdeckt. Es bildet sich an den Silowänden durch das Anziehen der Holzfeuchtigkeit eine ganz dünne Zementkruste, oder besser Zementhaut, die die endgültige Abdichtung selbst vornimmt. Der ursprüngliche Plan, die Zementsilos mit Blech auszuschlagen, wurde unter der Preisgestaltung der Inflationszeit wieder aufgegeben, ohne daß dadurch merkliche Nachteile entstanden wären. Immerhin wird es sich empfehlen, bei Wiederholung derartiger Bauten dieselben entweder mit Blech oder mit einem inneren Gipsglattstrich zu versehen, da nach unseren Beobachtungen weniger die Ladung des Silos, die ja ohnehin ziemlich rasch wechselt, leidet, wohl aber das Holz derartig austrocknet, daß es in seinen Verbindungen nachgibt und in längeren Zeiträumen ein Nachziehen der Anker und Bolzen, auch in geringerem Umfange eine nachträgliche Versteifung notwendig machte. Wie beim Beladen des Silos, so ist auch bei der Lagerung und bei dem Entladen des Silos der Streuverlust fast vollkommen vermieden, selbst bei dem in außerordentlicher Mahlfeinheit gelieferten Traß (Abb. 13). Die Vergrößerung des Traßsilos gegenüber dem Zementsilo wurde erreicht durch eine Verlängerung, wobei zwischen die drei Taschen kurze horizontale Stücke im Boden eingesetzt wurden, wodurch ein geringer, namentlich bei Traß völlig bedeutungsloser toter Raum entstand. Die Bedienung der Silos erfolgte in Zeiten normalen und Höchstbetriebes für jeden Silo durch einen Mann; in Zeiten verlangsamten Mauerungsbetriebes bediente ein Mann beide Silos, abgesehen von der Entladekolonne. Um ein Verzählen beim Abmessen von Zement und Traß zu verhüten, wurden an jeden Verschluß selbst konstruierte einfache Zählwerke eingebaut, die durch Nummern die Zahl der Umdrehungen zählen und durch ein Glockenzeichen angeben, wann die verlangte Zahl erscheint.

War es möglich, bei der Konstruktion des Zement- und Traßsilos Anlehnung an ähnliche Konstruktionen für die Lagerung feinkörnigen Materials zu suchen, so waren geeignete Ausführungsbeispiele der Vergangenheit für eine entsprechende Lagerung und Abzapfung des Sandsilos nicht vorhanden und

Abb. 13. Traß- und Zementsilo.

es wurden deshalb zunächst Versuche angestellt, um auch hier eine geeignete und billige Lagerung durchführen zu können. Angeregt durch die vorher beschriebenen Trommelverschlüsse für Zement und Traß wurde deshalb zunächst der Versuch gemacht, ein Verschlußrad für ein Sandsilo zu konstruieren, bei dem sich auch wieder Segmente einer Hohlwalze mit Sand füllen sollten, dadurch das Rad in langsame Umdrehungen versetzend und den Ausfluß des Sandlagers messend. Die Versuche zeigten, daß eine solche Konstruktion wohl durchzuführen sei, aber sehr sorgfältige und gut ausgebildete Lagerung voraussetzt, gleichzeitig aber auch bei den immerhin klein zu haltenden Ausführungsöffnungen im Sand die Gefahr der Brückenbildung und damit der Verstopfung des Sandlagers entstand. Nach verschiedenen Versuchen wurde endlich die Lösung wie folgt gefunden.

Bringt man an einer Stützmauer oder sonstigen Wand eines Sandsilos eine Rutsche an (Abb. 14), deren Boden etwa im Winkel der natürlichen Böschung des Füllgutes geneigt ist, läßt die Rutsche nach dem Sandlager zu offen und verschließt sie nach vorn durch einen Schieber oder eine Klappe, so wird der Sand des Sandlagers unter seinem eigenen Gewicht sich in diese Rutsche hineinschieben und sich in der Oberfläche nach dem natürlichen Böschungswinkel einstellen. Die Sandmenge, die auf diese Art in die Rutsche geschoben wird, wird sich mit ganz geringen Abweichungen, die vom Feuchtigkeitsgehalt des Sandes abhängig sind, stets gleich bleiben. Baut man nun in der Fläche der Trennwand einen weiteren senkrechten Schieber ein, der den Raum der Rutsche vom Sandlager trennt, so ist es möglich, die in die Rutschen eingetretenen Sandmengen abzuzapfen und abzumessen. Dieser Gedanke wurde verwertet. Wir konstruierten Holzrutschen, die nach vorn durch eine hölzerne, durch Knaggen festzuhaltende Klappe abgeschlossen sind, nach hinten durch einen eisernen Schieber, der von unten mit einem Hebel durch einen Mann in den Sand eingedrückt werden kann und dann die Rutsche nach oben verschließt. Um nun eine genaue Abmessung für verschiedene Mischungsverhältnisse und eine genaue Einstellung je nach dem Feuchtigkeitsgrad des abzumessenden Sandes zu ermöglichen, wurden außerdem noch von oben Soffittenschieber angeordnet, die nach Art der Tauchwand den Sandstrom nach oben begrenzen. Damit war die Möglichkeit eines einfachen Abzapfens eines großen Sandlagers gegeben, und es war nun die Frage, wie man dieses Sandlager zweckmäßig und billig anlegen könnte. Die Lösung dieser Frage zeigt Abb. 14.

Abb. 14. Sandsilo.

Das Sandlager liegt gleichfalls unmittelbar neben dem Zweiggleis und stellt sich als ein großer, 1400 m³ fassender Sandhaufen dar, der zunächst durch einfaches Ausladen der oben anrollenden Eisenbahnwagen entsteht. Er ist in seiner Längsrichtung untertunnelt. Die Seitenwände des Tunnels bestehen aus Bruchsteinstützmauern, das Dach aus Eisenbahnaltschwellen. In den Stützmauern sind 14 Rutschen der vorbeschriebenen Art angebracht, durch die der in den Tunnel fahrende Muldenkipper beladen werden kann. Nach der Bergseite zu stützt sich der Sandhaufen gegen die Böschung des Zweiggleises, nach der Talseite zu gegen einen dort aufgeschichteten Haufen von Vorratsmauersteinen, die für die letzten Arbeiten an der Sperre vorgesehen sind. Da dieser Vorrat sowieso aufgestapelt werden mußte, sind durch die Errichtung dieser Lagerbegrenzung nur ganz unerhebliche Mehrkosten erwachsen. Das Beladen des Sandsilos erfolgt nun auf die Art, daß zunächst die Waggons einfach in den Laderaum des Silos entleert werden. Um aber einen genügend großen Vorrat auf-

:äufen zu können, sind noch zwei Becherwerke aufgestellt, lie den Sand durch Rutschen auf die ganze Länge der Sandsilos erteilen. Praktisch gestaltet sich nun der Betrieb des Silos eist so, daß, wenn er vollgeladen ist, die Leute im Innern es Entnahmeganges an einer Rutsche so lange abzapfen, bis ch am oberen Haufen ein Trichter gebildet hat, eingestellt ach der natürlichen Böschung, und nunmehr weiterer Sand icht nachrollt. Erst dann wird die nächste Rutsche in Angriff enommen, und zwar arbeiten die Leute vorwiegend an der em Zweiggleis zugekehrten Tunnelseite, so daß die Entnahme-ichter auch dort entstehen. Die Entladekolonne entlädt nun e nächsten Wagen immer wieder in die so entstandenen Ent-ahmetrichter, so daß die Becherwerke nur dann in Betrieb ge-mmen werden, wenn aus irgendwelchen Gründen die Lieferung

Abb. 15. Sandsilo und Fuß des Bremsbergs.

le Verbrauch erheblich übersteigt. Die Höchstleistung, die beim bherigen Betrieb erzielt wurde, betrug rund 500 m³ Mauer-k in der Schicht, was etwa 190 m³ Mörtelverbrauch und : m³ Sandentnahme entspricht. Die gesamte Sandentnahme erfolgte bei der Bedienung der Schieber durch einen Mann, iem dann noch zwei Mann für den Transport der Sandwagen i zum anschließenden Bremsberg notwendig wurden (Abb. 15). nittelbar an den Entnahmetunnel des Sandlagers schließt ic der Bremsberg an, der den Höhenausgleich zwischen dem iefliegenden Teil des Mörtelwerkes und dem in Höhe des iggleises liegenden Teiles, also den Mörtelmaschinen und e Kalklager vornimmt. Der Bremsberg überwindet einen enunterschied von 4 m. Er ist bei einer Gleisneigung 1:4 16 m lang. Die Wagen hängen sich durch eine exzen-ich drehbar angeordnete Gabel, die in eine Luftweiche ein-lt, selbsttätig an die endlose Zugkette des Bremsberges an n hängen sich auch selbsttätig wieder aus. Ursprünglich a bei diesem Bremsberg ein Drahtseil angeordnet, das aber m außerordentlichen Verschleiß unterlag, so daß wir sehr a das Drahtseil durch eine Kette ersetzten. Aber auch diese te riß zunächst ständig. Der Grund war darin zu suchen, a bei dem exzentrischen Anklemmen der Mitnehmergabeln ohl am Drahtseil als auch an der scharf gespannten Kette Biegungszusatzbeanspruchungen entstanden, die eine Überbeanspruchung des Materials herbeiführten. Erst nachdem das angeordnete Gegengewicht erheblich erleichtert worden war, konnte der Betrieb ungestört fortgesetzt werden. Die Wagen laufen nun bis zu den drei Paar Mischmaschinen. Es sind vorhanden: vier Sonthofner Mörtelmischmaschinen und zwei Gauhe-Gockel-Betonmischmaschinen. Um eine übersichtliche und störungsfreie Gleisanlage zu bekommen, sind die Maschinengruppen sägeförmig aufgestellt, wobei die schon vorher erwähnten Kalkzubringergleise die 4 m tiefer liegenden Mörtelentnahmegleise auf einem Holzpodium überkreuzen. Je zwei zusammengefaßte Maschinen sind überdacht und werden von zwei Leuten oben und zwei unten bedient.

Das auf gleicher Höhe mit dem Einfüllpodium der Mischmaschinen liegende Kalkwerk besteht aus zwei Kalkschuppen, die zwischen sich das Kalkrührwerk fassen. Schuppen und Kalkrührwerk sind nach Art der Eisenbahnschuppen gebaut, so daß die Kalkwagen unmittelbar in das Kalkrührwerk und den Kalklagerschuppen entladen werden können. Aus den Rührwerken verteilt sich der gelöschte Kalk in einem besonderen Rinnensystem in die je etwa 45 m³ fassenden Absitzbecken. Die Sohle der Absitzbecken liegt ebenerdig. Sie sind an ihrer vorderen Schmalseite durch Dammbalken verschlossen, die herausgenommen werden können, sobald der Kalk die vorgeschriebene Zeit gesümpft ist. Auf der Sohle der Becken liegen Stichgleise, auf denen die Kalkwagen, die vor Kopf geladen werden, in die Becken einfahren.

4. Steinbruch.

Bei den eingehenden Voruntersuchungen des Talsperrenbauamtes hatte sich als einziger, ausbeutungsfähiger Steinbruch der Abbau einer Grauwackenquarzitscholle an der Silberzeche bei Friedrichsgrün, 7 km unterhalb der Sperrstelle ergeben. Vermutlich ist diese Scholle bei den Granitdurchbrüchen bei Eibenstock und Bergen an ihre jetzige Lagerstelle verschoben worden und hat dabei Verwerfungen und Umlagerungen erfahren. Zum Teil wird auf diese tektonischen Vorgänge die außerordentliche Spaltbarkeit des Gesteins zurückzuführen sein, durch die das Abbauergebnis recht ungünstig beeinflußt wurde. Das Gestein selbst war von fremden Gesteinen nur wenig durchsetzt. Es fanden sich unbeträchtliche Granitmengen und ein außerordentlich harter Gang Andalusit-Glimmerschiefer, eine Schieferablagerung, die durch pneumatolytische Einwirkung der benachbarten Kontaktzone des Bergener Granites in ihrer Gestaltung umgeändert war. Der Andalusit-Glimmerschiefer konnte im Innern der Mauer mit Verwendung finden.

Die Abraumdecke des Bruches war unerheblich und höchstens 2 m stark. Sie war durchsetzt mit einzelnen Steinen, die ohne weiteres zur Mauerung mit verwendet werden konnten. Dagegen war, wie schon ausgeführt, die innere Spaltbarkeit der zunächst gesund und kompakt erscheinenden Felsbänke außerordentlich groß, so daß selbst bei vorsichtigem Schießen ganz erhebliche Mengen von Schutt anfielen, während des ersten Abbaues 60 vH Abraum auf 40 vH Bruchstein, gemessen im gewachsenen Fels, ein Verhältnis, das sich später auf etwa 50 vH Abraum zu 50 vH Bruchstein umstellte.

Der beim Sprengen anfallende Schutt war an sich gesunder Stein, der aber in zu kleinen Stücken spaltete, um noch zur Mauerung verwendet zu werden. Es lag nahe, auf Grund dieses Steinbruchergebnisses dem Gedanken näher zu treten, an Stelle der geplanten Bruchsteinmauer eine Mauer aus Gußbeton zu errichten, um so einmal am Abbau des Steinbruches zu sparen, dann aber auch der erheblichen Schwierigkeit der Beschaffung geeigneter Maurer zu begegnen. Im Hinblick auf die außerordentliche Länge und den geringen Querschnitt der Mauer und auf die zu erwartenden Temperaturschwankungen entschloß man sich aber, bei der erprobten Ausführung der Bruchsteinmauer zu bleiben, um so mehr, als man bei dem rauhen und feuchten Klima der Baustelle die Mauer nicht ohne Steinverblendungen belassen wollte und dann für den Betonkern an

dem Oberteil der Mauer nur eine ganz geringe Breite übrig geblieben wäre, so daß ein einwandfreies und sicheres Zusammenwirken der einzelnen Querschnittsteile nicht mehr gewährleistet schien. Während ursprünglich geplant war, den Bruch in einer Strosse anzufassen, mußten wir uns während der Bauausführung entschließen, zunächst in zwei Arbeitsstrossen den Bruch abzubauen, später auch noch die Sohle des Bruches um 4 bis 5 m zu vertiefen, um gesunden Stein herauszufördern, so daß etwa 500 m Bruchlänge im Betriebe war, um 250 bis höchstens 350 m³ Bruchstein am Tage zu fördern. Dabei war die obere Strosse durchschnittlich 4 bis 5 m, die mittlere 12 bis 15 m, die unterste 4 bis 5 m hoch. Gesprengt wurde mit wenig brisantem Sicherheitssprengstoff, wobei das Sprengverfahren von Fall zu Fall der Gestaltung der Bänke anzupassen war, so daß sowohl kurze Büchsen von 2 m Tiefe, aber auch längere bis zu 7 und 8 m Tiefe gesetzt wurden.

Im Steinbruch selbst war ein Brecherwerk mit vier Steinbrechern angeordnet, um den Klarschlag für den Gründungsbeton herzustellen, ferner war im Steinbruch eine Steinwäsche mit der notwendigen Wasserversorgungsanlage eingerichtet und eine Kompressorenanlage mit 4- und 6-m³-Kompressoren lieferte die notwendige Preßluft für den Betrieb der Bohr- und Abbauhämmer.

Abb. 16.

Abb. 17. Aushub der Mitte im tiefen Schlitz.

Abb. 18. Betonieren der Mitte im tiefen Schlitz.

5. Bauausführung.

Bei Übernahme der Arbeiten durch die Philipp Holzmann A.-G. im Mai 1922 war bereits der Erdaushub in der Talsohl[e] und an den Hängen unter Leitung des Talsperrenbauamte[s] durch mehrere heimische Unternehmer in Angriff genomme[n] worden. Dabei waren auch schon erhebliche Verwerfunge[n] namentlich an der rechten Talseite, festgestellt worden. Da d[ie] schon geleisteten Aushubarbeiten in einzelnen Schächten v[on] Hand durchgeführt worden waren, hätte der Einsatz ein[es] oder mehrerer Löffelbagger zunächst erhebliche Planierun[gs]arbeiten notwendig gemacht. Ein solches Gerät schien a[b]er auch nach der erwarteten Gestaltung des Baugrundes, in d[em] größere Faltungen zu vermuten waren, nicht am Platze, ab[ge]sehen von der Notwendigkeit, Erwerbslose auf der Bauste[lle] in großer Zahl unterzubringen, da ja gerade aus diesem Gesich[ts]punkt heraus die Baustelle beschleunigt in Angriff genomm[en] worden war. Es wurde deshalb von Anfang an vorgeseh[en,] den Aushub von Hand unter Zuhilfenahme von Sprengung[en] zu bewirken und die Abförderung der gewonnenen Massen [in] Zügen durchzuführen, die so lange, als es nur irgend ging, in [die] Baugrube fahren sollten. In Abb. 17 ist die Sohle der Baugru[be,] wie sie zur Zeit der Ausschreibung erreicht war, eingetrag[en] und ferner auch die durch einen Längsschlitz festgestell[ten]

vermutete Gründungssohle. Darnach waren neben der beabsichtigten Abförderung der Massen durch Handschacht mit Zügen besondere Maßnahmen zu treffen an dem zu erwartenden tiefen Schlitz, etwa in der Mitte des rechten Hanges und ferner am oberen Teil des rechten Hanges, etwa in der Mitte des vorgesehenen rechten Flügelgerüstes. Da der erstgenannte tiefste Schlitz nach der Voruntersuchung keine erhebliche Längserstreckung erfahren würde, wurde an dieser Stelle die Baugrube durch ein Sprengwerk überbrückt, auf dem ein elektrisch betriebener Schwenkkran lief. Es war nun beabsichtigt, daß nach Erreichung der allgemeinen Gründungssohle diese Gebirgsfalte mit Hilfe des Kranes ausgehoben werden sollte, und zwar sollten die daraus gewonnenen Massen in Züge geladen werden, die in der Baugrube vorfuhren, zum Teil aber sollten die Massen auch bis in Geländehöhe heraufgehoben und dort verkippt werden. Für den Aushub des oberen Schlitzes war geplant, den auf dem rechten Flügelgerüst laufenden Dampfkran heranzuziehen, der die Massen unmittelbar auf Geländehöhe zu heben hatte.

Nach dem aufgestellten Arbeitsplan sollten die Aushubarbeiten so betrieben werden, daß während des Aushubes der mittleren Talsohle und des linken Hanges die Arbeiten am rechten tiefen Schlitz besonders beschleunigt werden sollten, damit dieser schon ausbetoniert wäre, wenn die Grundungssohle im allgemeinen zur Mauerung bereit war.

Die die Baugrube kreuzende Mulde und der am linken Hang liegende Floßgraben wurden durch hölzerne Gerinne über die Baustelle überführt, was bei den geringen in Frage kommenden Wassermengen ohne Schwierigkeit und Gefahr möglich war.

Wie schon in dem früheren Aufsatz des Herrn Regierungsbaurat Tropitzsch erwähnt, hat sich während der Bauausführung die geologische Gestaltung der Baustelle noch wesentlich anders

Abb. 19.
Tiefer Schlitz. Aushub der Seitenteile nach erfolgtem Betonieren der Mitte.

gezeigt, als ursprünglich nach den sorgfältigen Voruntersuchungen angenommen werden konnte, und ein Blick in Abb. 17, in der auch die wirklich erreichte Gründungssohle eingetragen ist, zeigt deutlich, wie zahlreiche weitere Verwerfungen den geplanten Bauvorgang gestört haben, und wie auch namentlich der tiefe Schlitz sowohl an Tiefe, besonders aber an Längsausstreckung die Vorannahme übertroffen hat. Die Folge davon war, daß es nicht möglich war, die Erdarbeiten im tiefen Schlitz rechtzeitig durchzuführen und eine einheitliche Baugrubensohle zu erhalten. Der ganze rechte Flügel der Baugrube mußte gegenüber den einfachen Verhältnissen am linken Teil der Baustelle zurückbleiben, und damit war eine vollständige Umstellung des gesamten Arbeitsplanes notwendig. Während ursprünglich beabsichtigt war, die Mauer in der ganzen Länge gleichmäßig hoch zu nehmen, um damit auch einen einheitlichen und ungestörten Mauerungsbetrieb zu erreichen, war man nun gezwungen, am linken Teil der Mauer die Mauerungsarbeiten zu beginnen, während am rechten Teil die Gründungsarbeiten noch nicht beendet waren. Dadurch ist ein wesentlicher Vorteil für die Ausführung am unteren Teil der Mauer verloren gegangen, und erst mit Beginn des Jahres 1924 was der Ausgleich in der Mauerhöhe auf der ganzen Länge geschaffen.

Besondere Erwähnung verdient nun das in Abb. 16 dargestellte Verfahren beim Aushub und der Gründung im tiefen Schlitz am rechten Hang. Von Anfang an war man sich darüber klar, daß eine normale Aussteifung der Baugrube bei einer oberen Breite von 20 m und der erwarteten Tiefe von 25 m wirtschaftlich kaum möglich sei. Sie erschien bei der erwarteten Längsausstreckung des tiefen Schlitzes auch nicht für notwendig, da das benachbarte Gestein wohl brüchig und nicht gründungsfähig, aber doch so standfest war, daß es unbedingt für die in Aussicht genommene Bauzeit frei stehen konnte. Als sich dann die wirkliche Längsausstreckung der vorgefundenen Faltungen ergab und gleichzeitig auch die Tiefe des auszuhebenden Schlitzes wuchs, damit aber auch die Bauzeit verlängert wurde,

Abb. 20. Tiefer Schlitz, Absteifung.

wurden die Baugrubenwände unzuverlässig und das Heruntergehen in voller Breite deshalb gefährlich und unmöglich. Von einer Tiefe von + 692 an nahm man deshalb in der Längsrichtung der Baugrube eine Dreiteilung vor und ging zunächst unter entsprechender Aussteifung in der Mitte bis auf den tragfähigen Phyllit herunter (Abb. 17). Die Gründungssohle lag hier nach der Luftseite zu fallend. Man entschloß sich aber trotzdem, auf dieser schrägen, vielfach verzahnten Fläche zu gründen, da der einzubringende Gründungskörper ohnehin nicht als Teil der Sperrmauer angesehen werden kann, sondern vielmehr als eine in einem Felsspalt eingebrachte Betonplombe, die selbst bei starkem Druck nach keiner Seite ausweichen kann. Das in erheblicher Menge auftretende Wasser wurde in einer besonderen Drainage einem noch tiefer geführten Pumpensumpf,

der auch später noch offen gehalten wurde, zugeführt. Nach erfolgtem Aushub wurde zunächst dieser mittlere Teil der Aushubarbeiten bis auf + 690 ausbetoniert (Abb. 18). Nachdem dieser mittlere Betonklotz abgebunden hatte, wurden seitlich unter Absteifung der Felswände gegen den Betonklotz entsprechende Längsschlitze bis auf tragfähigen Boden heruntergeführt und auch diese dann ausbetoniert (Abb. 19 u. 20).

Abb. 21. Verzahnung der Gründungssohle nach Fertigstellung des Betonpfropfens im tiefen Schlitz.

Die drei getrennt betonierten Gründungskörper wurden nunmehr durch eine einheitliche, das Ganze überbrückende Betonplatte abgedeckt, die zur Aufnahme des anschließenden Bruchsteinmauerwerks die üblichen Verzahnungen erhielt (Abb. 21).

Außer diesem schwierigen Gründungsteile traten dann noch weitere, die Bauarbeiten störende Verwerfungen auf, die aber wegen der geringeren Höhe der anschließenden Wandungen bei weitem nicht derart schwierige und gefährliche Aushubarbeiten bedingten wie die vorstehend geschilderte Ausführung.

Der Aushub des oberen Schlitzes am rechten Hang ist planmäßig mit dem Dampfkran des rechten Flügelgerüstes durchgeführt worden.

Die Ausführung der Mauerungsarbeiten ist durchaus entsprechend dem eingangs erwähnten Arbeitsplan durchgeführt worden, als Abweichung kann höchstens erwähnt werden, daß die Förderung des Betons für die Gründungsarbeiten nicht über das Mörtelgleis erfolgte, sondern über eine besondere Rampe auf die Steingleise und unmittelbar in die Baugrube. Eine Störung des Betriebes ist dadurch nicht eingetreten, weil während der Durchführung der Gründungsarbeiten der Verkehr auf den Steintransportgleisen noch gering war. Nach Fertigstellung der Gründungsarbeiten sind irgendwelche Schwierigkeiten bei der Ausführung nicht mehr aufgetreten. Zu erwähnen ist noch, daß das Mörtelzuführungsgleis, das ursprünglich, wie erwähnt wurde, mit einer Brücke über die Baustelle geführt wurde, entsprechend der Hochmauerung die Mauer mit einem Tunnel durchdringt, der nach Beendigung der Arbeiten in den vorgesehenen Verzahnungen mit Bruchsteinen ausgemauert wird.

Von Bedeutung ist, daß durch das Talsperrenbauamt thermoelektrische Wärmemessungen über die Abbindewärme und die Wärmedurchdringung des Mauerwerks fortlaufend angestellt wurden und zu diesem Zwecke an verschiedenen Stellen der Mauer Thermoelemente eingebaut worden sind. Damit können die an der Edertalsperre durchgeführten Versu willkommene Ergänzungen erfahren.

Die Mauerung hat während ihrer Ausführung zwei Win die bei der beträchtlichen Höhenlage der Baustelle besond Maßnahmen zum Schutze des Mauerwerks notwendig macht überstehen müssen. Im ersten Winter 1923/24 war die Ma entsprechend den Störungen durch die Gründungsarbeiten der Längsrichtung gesehen in Stufen verschiedener H fertiggestellt, deren höchste Stufe auf etwa + 697 lag, währ die unterste Stufe kurz über dem Gründungsbeton des tie Schlitzes, also etwa auf + 693 ihren Abschluß erreicht ha Einem Vorschlage des Herrn Regierungsbaurat Tropitz folgend ist für diesen Winter die Abdeckung der Mauer dadu herbeigeführt worden, daß wir die einzelnen Mauerstufen etwa 2 m hohen Bruchsteinmauern einsäumten, so daß dadu Becken entstanden, die vom oberhalb gelegenen Floßgra aus mit Wasser gefüllt wurden (Abb. 22). Diese einzelnen Wass becken überzogen sich sehr bald mit einer starken Eisschic unter der mindestens 1 m Wasser stehen blieb, dessen Te peratur trotz einer außerordentlichen, bis zu 15° steigen Außenkälte sich ständig bei 1 bis 2° Wärme hielt. Nament das tiefste Becken am rechten Hang, das ursprünglich auch Eis überzogen war, hielt dauernd eine hohe Wasserwär da es durch die eingebaute Drainage mit dem Grundwasser Verbindung stand, so daß die ursprüngliche Eisdecke allmäh wieder schwächer wurde. Da sich außerdem über das Eis starke, mindestens 1 m hohe Schneeschicht legte, war für ei ergiebigen Wärmeschutz der Mauer gesorgt.

Im Frühjahr 1924 wurde das Eis aus den Becken hera geschlagen und abgefahren, um möglichst bald die Mauerflä wieder frei zu legen, und es hat sich gezeigt, daß so gut keine nachträglichen Beschädigungen des Mauerwerks getreten sind, nur an den an den Rändern der Becken au führten Stützmauern sind Teile der oberen Mauerungsteile geringem Umfang zu entfernen gewesen.

Mit Beginn des Winters 1923/24 hatte die Mauer eine H von + 709,25 erreicht, und da hier ihre Breite schon auf e 5 m zurückgegangen war, war die Wiederholung des gleic Verfahrens nicht zweckmäßig. Es wurde deshalb die Mau oberfläche mit Zementmörtel gut verfugt und hierauf

Abb. 22. Wasserschutzbecken für die erste Überwinterung.

Schutzauflage von Reisig, das mit Steinen und Mörtelpfan beschwert wurde, aufgebracht.

Über die Notwendigkeit einer derartigen Abdeckung k man wohl überhaupt im Zweifel sein, namentlich wenn es um die Abdeckung hochgelegener Mauerteile handelt, bei de die Breite des Mauerwerks nur noch so gering ist, das ein dringen der Außentemperatur von der Vorder- und Rücks der Mauer ebenso leicht bis zur Querschnittsmitte möglich

wie von der Oberfläche aus. Wenn dafür gesorgt wird, daß die Fugen der obersten Mauerschicht mit dichtem Mörtel gut ausgestrichen sind, so daß Niederschlagswässer von oben nicht in die Mauer eindringen können und damit auch die Gefahr eines Zerfrierens des Mauerwerkes nicht mehr gegeben ist, dürfte die Forderung einer besonderen Abdeckung nur eine unnötige Verteuerung des Bauvorganges bedeuten. Anders liegt naturgemäß die Frage, wenn der zu schützende Mauerteil noch sehr breit ist, so daß die Außentemperatur von den Ansichtsflächen aus die Vorder- und Hinterschichten der Mauer erreichen kann, nicht aber den inneren Kern der Mauer, der dann von oben geschützt werden muß.

Ein Wort soll noch gesagt werden über den Umfang von Baustelleneinrichtungen im allgemeinen. In der heutigen Zeit schärfsten wirtschaftlichen Kampfes neigt man nur zu leicht dazu, im Strebennach Lohnersparnissen Baustelleneinrichtungen zu schaffen, die in ihrer Großzügigkeit bestechen. Sehr leicht schießt man dabei über das Ziel hinaus und schafft Anlagen, deren Eigenkosten in einem Mißverhältnis zu den erzielbaren Ersparnissen stehen. Es ist deshalb dringend notwendig, daß man sich beim Einrichtungsentwurf von Großbaustellen Rechenschaft darüber ablegt, wo die Grenze der Wirtschaftlichkeit mechanisierter Bauvorgänge liegt und wo man mit einfacheren Mitteln zum Ziel kommt. In der schärfsten wissenschaftlichen Erfassung dieser Frage liegt meines Erachtens überhaupt die Möglichkeit weiteren Fortschrittes des Baugewerbes im Hoch- und Tiefbau. Denn es gibt wohl keine andere deutsche Industrie, die so zähe an ererbten Arbeitsweisen festhält, als gerade die Bauindustrie. Das beste Mittel für weiteren Fortschritt ist hier die Selbstkritik an Hand der Ausführungsergebnisse im Vergleich zu den aufgestellten Vorberechnungen.

Im vorliegenden Fall hat die Nachprüfung die Annahme des Vorentwurfes der Baustelleneinrichtung bestätigt und den Nachweis erbracht, daß in der Ausrüstung des Baues das richtige Maß gehalten worden ist.

Auf diese Fragen soll in einem späteren allgemeinen Aufsatz nochmals näher eingegangen werden.

BEANSPRUCHUNG EINES [-TRÄGERS AUF BIEGUNG UND VERDREHEN.

Von L. Föppl in München.

Ein [-Träger, der beiderseits gelagert ist und etwa in der Mitte seiner Länge eine Einzellast P trägt, die nach Abb. 1 durch den Schwerpunkt des Querschnittes geht, erfährt eine Verteilung der Biegungsspannungen im Querschnitt, die nicht dem bekannten Geradliniengesetz gehorcht. Darauf hat zuerst C. v. Bach[1]) aufmerksam gemacht. Er zeigte an Hand von Versuchen an einem nach Abb. 2 belasteten [-Träger, dessen Lastebene einmal durch den Schwerpunkt des Querschnittes nach Abb. 1, das andere Mal durch die Stegebene aa (s. Abb. 1) gelegt wurde, daß beide Male in den Querschnitten keine normale Biegungsbeanspruchung auftrat, die sich nach der bekannten Formel

$$\sigma = \frac{M}{J} y \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1$$

berechnet, sondern eine längs der Flanschquerschnitte stark veränderliche Verteilung der Normalspannungen. Die aus den Bachschen Versuchen sich ergebenden Zusatzbeanspruchungen in den Flanschen lassen durch ihre Verteilung über die Flanschquerschnitte deutlich als Ursache eine Verbiegung der Flanschen in ihrer Ebene erkennen. In der Tat haben die neueren experimentellen und theoretischen Arbeiten über die Beanspruchung solcher [-Träger dies bestätigt. Es sind hier Arbeiten von Zimmermann[2]), Eggenschwyler[3]), Maillart[4]) und C. Weber[5]) zu nennen, durch die die Beanspruchung eines [-Trägers eine wesentliche Klärung erfahren hat, die durch Versuche[6]) bestätigt worden ist. Das Hauptergebnis dieser Arbeiten besteht in dem Nachweis, daß die normale Verteilung der Biegungsspannungen nach Gl. (1) auch für den [-Querschnitt Gültigkeit erhält, sobald die Schnittlinie der Lastebene mit dem Querschnitt durch einen bestimmten Punkt T, den sogenannten Schubmittelpunkt[7]) geht, der auf der Symmetrielinie des Querschnittes gelegen ist und von der Stegmittellinie entgegengesetzt dem Schwerpunktsabstand die Entfernung e hat, die sich aus den Versuchen wie aus der Rechnung angenähert zu 11 vH der Profilhöhe ergibt. Schon nach den Versuchen von Bach ließ sich vermuten, daß sich für eine derartige Lastebene jenseits des Steges eine normale Verteilung der Biegungsspannungen über den Querschnitt ergeben würde; denn die Bachschen Versuche bei stegrechter Belastung ergaben bereits eine wesentlich geringere zusätzliche Biegungsbeanspruchung der Flanschen als bei entsprechender Belastung durch den Schwerpunkt des Querschnittes.

Die Lage des Schubmittelpunktes T läßt sich, wie Maillart, Eggenschwyler und C. Weber gezeigt haben, sowohl auf rechnerischem wie graphischem Wege dadurch bestimmen, daß man die Resultierende der durch die Querkraft P im Querschnitt übertragenen Schubspannungen bildet, die die Symmetrielinie des Querschnittes im Schubmittelpunkt schneiden muß. Die Verteilung der Schubspannungen im Querschnitt ist durch die nach Gl. (1) vorausgesetzte, geradlinige Verteilung der Normalspannungen mitbestimmt, so daß es keine Schwierigkeiten bietet, ihre Resultierende zu finden.

Abb. 1.

Abb. 2.

Diese Überlegungen lassen sich auf jeden beliebigen Querschnitt anwenden. Besitzt der Querschnitt eine Symmetrielinie wie beim [-förmigen Querschnitt, so liegt der Schubmittelpunkt auf dieser Symmetrielinie. Besitzt der Querschnitt zwei Symmetrielinien, so fällt der Schubmittelpunkt mit dem Schwerpunkt zusammen. Ist der Querschnitt vollkommen unsymmetrisch, so kann man zeigen, daß es auch einen Schubmittelpunkt gibt, der dadurch ausgezeichnet ist, daß bei einer Lastebene, die den Querschnitt in einer Geraden durch diesen Punkt schneidet, normale Biegungsbeanspruchung auftritt, die nach dem Geradliniengesetz über den Querschnitt verteilt ist.

Von der Kenntnis des Schubmittelpunktes ausgehend soll in diesem Aufsatz die Spannungsverteilung in einem Träger berechnet werden, der, wie es der üblichen Beanspruchung ent-

[1]) C. v. Bach, „Elastizität und Festigkeitslehre", Berlin.

[2]) Zimmermann, „Formänderung eines U-Eisens", Der Bauingenieur 1921, S. 202.

[3]) Eggenschwyler, „Die Biegungsachse", Zentralblatt der Bauverw. 1921, S. 501.

[4]) Maillart, „Zur Frage der Biegung", Schw. Bauz. 1921, Bd. 77 u. 1924 Bd. 83, S. 111 und 176.

[5]) C. Weber, Zeitschr. f. angew. Mathematik u. Mechan., Bd. 4, 1924, S. 334.

[6]) Siehe den nachfolgenden Aufsatz von Dr.-Ing. Huber.

[7]) Nach C. Weber wird statt der Bezeichnung „Schubmittelpunkt" der Name „Querkraftmittelpunkt" benützt.

spricht, stegrecht belastet ist, oder auch, wie in Abb. 1 angegeben, so, daß die Lastebene den Querschnitt in einer Geraden durch den Schwerpunkt schneidet. Dabei soll zunächst der einfachste Belastungsfall vorausgesetzt werden, wobei die Last P in der Mitte eines Trägers von der Länge 2 l angreifen soll, der beiderseits frei aufliegt, so daß an den beiden Enden je ½ P als Auflagerkräfte wirken. Es sei angenommen, daß die Lastebene den Querschnitt in einer zum Steg parallelen Geraden im Abstand t vom Schubmittelpunkt T des Querschnittes schneidet, so daß man für $t = e$ die stegrechte und für $t = e + s$ die Schwerpunktsbelastung des Trägers erhält (s. Abb. 1). Denkt man sich die Last P und die beiden Auflagerkräfte ½ P parallel durch die Schubmittelpunkte ihrer entsprechenden Querschnitte verlegt, so tritt bei dieser Verlegung im mittleren Querschnitt ein Kräftepaar vom Moment P.t und in den beiden Endquerschnitten Kräftepaare je vom Moment $\frac{1}{2}$ P t auf, die dem mittleren Moment entgegengesetzt gerichtet sind, so daß die drei Kräftepaare im Gleichgewicht stehen. Während die nach dem Schubmittelpunkt verlegten Lasten normale Biegungsbeanspruchung im Träger nach Gl. (1) hervorrufen, beanspruchen die drei Kräftepaare den Träger auf Verdrehen, wobei zu beachten ist, daß aus Symmetriegründen der mittlere Querschnitt eben bleiben muß, sich also bei der Verdrehungsbeanspruchung des Trägers nicht verwölben kann. Die beiden Hälften des Trägers befinden sich demnach im gleichen Spannungszustand wie ein einseitig eingespannter Träger von der Länge l, der am freien Ende eine Last ½ P trägt. Der Einspannquerschnitt kann sich nicht verwölben. Hat ½ P den Abstand t vom Schubmittelpunkt, so tritt neben der normalen Biegungsbeanspruchung, die von der Belastung im Schubmittelpunkt allein herrühren würde, eine zusätzliche Verdrehungsbeanspruchung entsprechend dem Moment ½ P t hinzu. Um diese zusätzliche Beanspruchung handelt es sich hier vor allen Dingen. Wir haben also die Aufgabe, den Spannungszustand eines einseitig eingespannten ⊏-Trägers, der am freien Ende ein Torsionsmoment $M_0 = \frac{1}{2} P\ t$ aufzunehmen hat, zu bestimmen mit der Grenzbedingung, daß sich der eingespannte Querschnitt nicht verwölben kann.

Abb. 3.

Diese Aufgabe lösen wir entsprechend dem Vorgang bei der Verdrehung eines T-Trägers bei einseitig verhinderter Querschnittsverwölbung von S. Timoschenko[8]) und A. Senft[9]) angegeben worden ist.

Ein Querschnitt im Abstand x vom freien Ende (s. Abb. 3) wird durch das äußere Moment

$$M_0 = \frac{1}{2} P t \quad \text{. . . . . (2}$$

auf Verdrehen beansprucht, wobei das eigentliche Verdrehungsmoment M_ϑ des Querschnittes x mit dem Verdrehungswinkel ϑ durch die bekannte Beziehung verknüpft ist:

$$M_\vartheta = -C \frac{d\vartheta}{dx}, \quad \text{. . . . . (3}$$

worin $C = J_p G$ die Verdrehungssteifigkeit des ⊏-Querschnittes bedeutet mit dem Drillungswiderstand J_p und dem Schubelastizitätsmodul G. Das Minuszeichen in Gl. (3) erklärt sic aus der Annahme des Koordinatensystems, daß der Anfangs punkt $x = 0$ in das linke freie Ende des Trägers fällt, so da ϑ für $x = 0$ am größten und für $x = l$ zu Null wird. Wege der Verbiegung der Flanschen in ihrer Ebene, die bei diese Beanspruchung des ⊏-Eisens auftritt, werden in den beide Flanschquerschnitten x zwei gleich große und entgegengesetz gerichtete Scherkräfte V übertragen, die sich zu dem Momen

$$M_1 = -V h \quad \text{. . . . .}$$

zusammensetzen, wobei h die mittlere Profilhöhe (s. Abb. bedeutet. Das —-Zeichen in Gl. (4) folgt im Zusammenhan mit den folgenden Gleichungen aus der Festsetzung des pos tiven Biegungsmomentes. Es gilt demnach die Beziehung

$$M_0 = M_\vartheta + M_1 \quad \text{. . . . .}$$

Die Scherkraft V hängt bekanntlich mit dem Biegung moment M_b für den Flanschquerschnitt durch die Beziehun zusammen:

$$V = \frac{d M_b}{dx} \quad \text{. . . . .}$$

Die Differentialgleichung der elastischen Linie für eine Flansch lautet:

$$E\Theta \frac{d^2 y}{dx^2} = -M_b, \quad \text{. . . . .}$$

wenn mit y die horizontale Durchbiegung und mit $E\Theta$ d Biegungssteifigkeit des Flansches bezeichnet wird.

Gl. (5) geht mit Berücksichtigung von Gl. (3, 4, 6, 7) über

$$M_0 = -C \frac{d\vartheta}{dx} + E\Theta h \frac{d^3 y}{dx^3} \quad \text{. . . . .}$$

In Gl. (8) stehen noch die beiden Formänderungsgrößen und y, die selbst voneinander abhängig sind. Der einfachs Ansatz für diese Abhängigkeit ist offenbar:

$$y = \frac{h}{2} \vartheta \quad \text{. . . . .}$$

Man kann zeigen, daß dieser Ansatz die wirklichen Verhä nisse recht gut trifft. Der Nachweis hierfür läßt si in der Weise erbringen, daß man zunächst mit einem no unbekannten konstanten Faktor f rechnet, indem m setzt $y = f \vartheta$, und damit in Gl. (8) eingeht, die sich vollkor men integrieren läßt. Stellt man alsdann den Ausdruck d gesamten Formänderungsarbeit, der sich in geschlossener For darstellen läßt, auf und macht ihn in f zum Minimum, so fol für f fast genau der Wert $\frac{h}{2}$. Die Rechnung, die etwas we läufig, wenn auch nicht schwierig ist, will ich hier unterlass und sogleich mit ihrem Ergebnis, das durch Gl. (9) zum Au druck kommt, weiter rechnen. Gl. (8) führt damit auf Hauptgleichung unserer Aufgabe:

$$M_0 = -C \frac{d\vartheta}{dx} + E\Theta \frac{h^2}{2} \cdot \frac{d^3 \vartheta}{dx^3}, \quad \text{. . . . . . .}$$

die wir mit der Abkürzung

$$a^2 = \frac{E\Theta}{C} \cdot \frac{h^2}{2} \quad \text{. . . . .}$$

auch schreiben können:

$$\frac{d\vartheta}{dx} - a^2 \frac{d^3 \vartheta}{dx^3} = -\frac{M_0}{C} \quad \text{. . . . .}$$

Darin hat a die Dimension einer Länge.

Die allgemeine Lösung von Gl. (12) mit den drei In grationskonstanten A_0, A_1, A_2 lautet, wie man sich durch E setzen in Gl. (12) sofort überzeugen kann,

$$\vartheta = A_0 + A_1 e^{\frac{x}{a}} + A_2 e^{-\frac{x}{a}} - \frac{M_0}{C} x \quad \text{. . . . . .}$$

---

8) S. Timoschenko, Ztschr. f. Mathematik u. Physik 1910, S. 360, s. auch A. u. L. Föppl, „Drang und Zwang" Bd. 2, S. 351.

9) A. Senft, Ztschr. f. Bauwesen Bd. 69, S. 683, 1919.

1. Belastungsfall: Beiderseits gelagerter Balken mit Einzellast in der Mitte, bzw. einseitig eingespannt und am freien Ende belastet.

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten dienen folgende Überlegungen. An der Grenze $x = 0$ (s. Abb. 3) ist das Biegungsmoment M_b der Flanschen Null und folglich wegen Gl. (7) und (9):

$$\left(\frac{d^2 \vartheta}{d x^2}\right)_{x=0} = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (14a$$

An der Einspannstelle $x = l$ ist wegen der Einspannung:

$$\left(\frac{d \vartheta}{d x}\right)_{x=l} = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (14b$$

außerdem ist hier der Verdrehungswinkel Null:

$$(\vartheta)_{x=l} = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (14c$$

Zur Berechnung von A_0, A_1 und A_2 dienen demnach die Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} 0 &= A_1 + A_2 \\ 0 &= A_1 e^{\frac{l}{a}} - A_2 e^{-\frac{l}{a}} - \frac{M_0}{C} a \\ 0 &= A_0 + A_1 e^{\frac{l}{a}} + A_2 e^{-\frac{l}{a}} - \frac{M_0}{C} l \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots (15$$

mit der Auflösung:

$$\left.\begin{aligned} A_0 &= \frac{M_0}{C}\left(l - a \operatorname{tgh} \frac{l}{a}\right) \\ A_1 &= -A_2 = \frac{M_0 a}{2 C \cosh \frac{l}{a}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \ldots (16$$

Die Lösung der Differentialgleichung (13) lautet also für unser Beispiel:

$$\vartheta = \frac{M_0}{C}\left[l - a \operatorname{tgh} \frac{l}{a} + \frac{a}{\cosh \frac{l}{a}} \sinh \frac{x}{a} - x\right] \quad \ldots (17$$

Dadurch ist der Formänderungszustand, den der eingespannte ⊏-Träger infolge des Verdrehungsmomentes M_0 erleidet, vollkommen bestimmt. Insbesondere folgt aus Gl. (17) für $x = 0$ die Verdrehung des Endquerschnittes:

$$\vartheta_0 = \frac{M_0}{C}\left(l - a \operatorname{tgh} \frac{l}{a}\right) \quad \ldots \ldots \ldots (18$$

Wäre der Träger nicht eingespannt, so daß am rechten Ende keine Verhinderung der Querschnittsverwölbung eintreten würde, und der Träger demnach auf reine Verdrehung beansprucht wäre, so würde an Stelle von Gl. (18) der Verdrehungswinkel sich zu $\frac{M_0}{C} l$ berechnen. Die Verhinderung der Querschnittswölbung des eingespannten Endes bewirkt demnach eine Verringerung dieses Wertes. Um die Größe dieses Einflusses zu berechnen, braucht man den Zahlenwert von a nach Gl. (11). Wir rechnen nunmehr mit N.P. 26 weiter, das in den Versuchen im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule München verwendet worden ist.

Zahlenrechnung für N.P. 26: Länge $2\,l = 580$ cm mit Einzellast $P = 2500$ kg in der Mitte.

$h = 24{,}6$ cm; $J_p = 26{,}6$ cm^4; $E = 2\,150\,000$ at; $G = 820\,000$ at.

$$\Theta = 69{,}2 \text{ cm}^4.$$

$$a^2 = \frac{E\,\Theta}{C}\frac{h^2}{2} = 3{,}4\ h^2; \quad a = 1{,}84\ h = 45{,}2 \text{ cm}.$$

$$\frac{l}{a} = 6{,}4.$$

Nach Gl. (7) ist

$$(M_b) = E\,\Theta\,\frac{h}{2}\cdot\frac{d^2\vartheta}{d x^2} = \frac{E\,\Theta}{G\,J_p}\,\frac{h}{2\,a}\,M_0\,\frac{\sinh\frac{x}{a}}{\sinh\frac{l}{a}} = 0{,}0059\,M_0 \sinh\frac{x}{a}.$$

a) Belastung im Schwerpunkt:

$$M_0 = \frac{P}{2}\,t = 1250 \cdot 4{,}6 = 5760 \text{ cmkg}$$

$$[M_b] = 33{,}9 \sinh\frac{x}{a}\ [\text{cm kg}]$$

Die zusätzlichen Biegungsspannungen sind folgende:

$$\sigma_1 = \frac{M_b}{\Theta}\,w_1 = \frac{33{,}9 \cdot 4{,}6}{69{,}2}\sinh\frac{x}{a} = 2{,}25 \sinh\frac{x}{a}\left[\text{kg/cm}^2.\right]$$

Dabei bezieht sich σ_1 auf die Biegungsspannung an der Vorderkante des Flansches im Abstand $w_1 = 4{,}6$ cm vom Schwerpunkt des Flansches. Für die Biegungsspannung des Flansches an der Stegseite ergibt sich mit $w_2 = 3{,}9$ cm:

$$\sigma_2 = \frac{M_b}{\Theta}\,w_2 = 1{,}91 \sinh\frac{x}{a}\ [\text{kg/cm}^2].$$

Der Verlauf der Spannungen ist im nachfolgenden Aufsatz von Herrn Dr.-Ing. Huber in die experimentell gefundenen Spannungen eingetragen. Die Übereinstimmung zwischen Theorie und Experiment ist befriedigend. Die theoretische Kurve läuft ungefähr zwischen den Kurven, die aus dem Experiment für die Stellen a und c bzw. b und d (s. Abb. 3 des nachfolgenden Aufsatzes) folgen. Die Aufspaltung der theoretischen in die beiden experimentellen Kurven findet ihre Erklärung in dem Umkippen des Steges unter der Last, wodurch eine kleine Komponente der Last senkrecht zum Steg wirksam wird. (Näheres hierüber s. S. 460.)

b) Stegrechte Belastung:

Es ändert sich gegenüber dem Fall a nur der Wert t, der hier 2,7 cm beträgt. Das Ergebnis der Rechnung ist in Abb. 4

P P P P
l = 190 (cm) b = 100 (cm) b = 100 (cm) l = 190 (cm)

Abb. 4.

des folgenden Aufsatzes eingetragen, wobei sich wieder die befriedigende Übereinstimmung zwischen Versuch und Experiment zeigt.

2. Belastungsfall: Beiderseits gelagerter ⊏-Träger mit zwei gleichen Lasten $P = 1250$ kg, die im Abstand $b = 100$ cm beiderseits der Balkenmitte wirken (s. Abb. 4).

Aus Symmetriegründen kann sich der mittlere Querschnitt $x = l + b$ nicht verwölben. Wird der Abstand des Schubmittelpunktes von der Lastlinie im Querschnitt wieder mit t bezeichnet, so kommt zu der normalen Biegungsbeanspruchung noch eine zusätzliche Beanspruchung durch die Verdrehungsmomente $M_0 = Pt$ hinzu, die an den beiden Stabenden in einem Sinn und in den Lastquerschnitten im entgegengesetzten Sinn verdrehend wirken.

Wir betrachten nur die linke Hälfte des Balkens, die wir in die beiden Abschnitte I von $x = 0$ bis $x = l$ und II von $x = l$ bis $x = l + b$ zerlegen. Entsprechend Gl. (13) schreiben wir für die beiden Teile die Lösungen in folgender Form an:

$$\left.\begin{aligned} \vartheta_1 &= A_0 + A_1 e^{\frac{x}{a}} + A_2 e^{-\frac{x}{a}} - \frac{M_0}{C} x \\ \vartheta_2 &= B_0 + B_1 e^{\frac{x}{a}} + B_2 e^{-\frac{x}{a}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots (19$$

Daß im Ausdruck für ϑ_2 das partikuläre Integral wegfällt, hängt damit zusammen, daß für den zweiten Abschnitt das Torsionsmoment Null ist. Die 6 Integrationskonstanten bestimmen sich aus den folgenden Grenzbedingungen:

$$\text{für } x = 0: \quad \frac{d^2 \vartheta_1}{d x^2} = 0$$

$$\text{„ } x = l: \quad \vartheta_1 = \vartheta_2; \quad \frac{d \vartheta_1}{d x} = \frac{d \vartheta_2}{d x}; \quad \frac{d^2 \vartheta_1}{d x^2} = \frac{d^2 \vartheta_2}{d x^2}$$

$$\text{„ } x = l + b: \quad \vartheta_2 = 0; \quad \frac{d \vartheta_2}{d x} = 0.$$

Durch Einsetzen in die Gl. (19) folgen daraus die Werte der Integrationskonstanten zu:

$$A_0 = \frac{M_0 a}{C} \left[\frac{l}{a} - \frac{e^{\frac{l}{a}} - e^{-\frac{l}{a}}}{e^{\frac{l+b}{a}} + e^{-\frac{l+b}{a}}} \right]$$

$$A_1 = \frac{M_0 a}{2 C} \cdot \frac{e^{\frac{l}{a}} \left(1 + e^{2\frac{b}{a}} \right)}{e^{2\frac{l+b}{a}} + 1},$$

$$A_2 = - A_1,$$

$$B_0 = - \frac{M_0 a}{C} \cdot \frac{e^{\frac{l}{a}} - e^{-\frac{l}{a}}}{e^{\frac{l+b}{a}} + e^{-\frac{l+b}{a}}},$$

$$B_1 = \frac{M_0 a}{2 C} \cdot \frac{e^{\frac{l}{a}} - e^{-\frac{l}{a}}}{e^{2\frac{l+b}{a}} + 1},$$

$$B_2 = \frac{M_0 a}{2 C} \cdot \frac{e^{\frac{l}{a}} - e^{-\frac{l}{a}}}{e^{-2\frac{l+b}{a}} + 1}.$$

In die Gl. (19) eingesetzt ergibt sich:

$$\left.\begin{aligned} \vartheta_1 &= \frac{M_0 a}{C} \left[\frac{l}{a} - \frac{x}{a} - \frac{e^{\frac{l}{a}} - e^{-\frac{l}{a}}}{e^{\frac{l+b}{a}} + e^{-\frac{l+b}{a}}} + \frac{e^{\frac{l}{a}} + e^{\frac{l+2b}{a}}}{1 + e^{2\frac{l+b}{a}}} \sinh \frac{x}{a} \right] \\ \vartheta_2 &= - \frac{M_0 a}{C} \cdot \frac{\left(e^{\frac{l}{a}} - e^{-\frac{l}{a}} \right) \left[1 - \cosh \left(\frac{x}{a} - \frac{l+b}{a} \right) \right]}{e^{\frac{l+b}{a}} + e^{-\frac{l+b}{a}}} \end{aligned}\right\} \quad (20$$

Daraus folgt das Biegungsmoment M_b der Flanschen wegen Gl. (7) und (9) zu

$$M_b = - E \Theta \frac{h}{2} \cdot \frac{d^2 \vartheta}{d x^2}$$

und wegen der Gl. (20) berechnet sich das Biegungsmoment M_b für die beiden Abschnitte des Trägers zu

$$(M_b)_I = \frac{M_0 a}{h} \cdot \frac{e^{\frac{l}{a}} + e^{\frac{l+2b}{a}}}{1 + e^{2\frac{l+b}{a}}} \sinh \frac{x}{a},$$

$$(M_b)_{II} = - \frac{M_0 a}{h} \cdot \frac{e^{\frac{l}{a}} - e^{-\frac{l}{a}}}{e^{\frac{l+b}{a}} + e^{-\frac{l+b}{a}}} \cosh \left(\frac{x}{a} - \frac{l+b}{a} \right).$$

Die sich daraus berechnenden zusätzlichen Biegungsspannungen sind für das N.P.26 bei Belastung im Schwerpunkt in Abb. 7 des nachfolgenden Aufsatzes eingetragen. Bildet man wieder das Mittel aus den experimentell gefundenen Werten a und c einerseits, sowie b und d andererseits, so ist die Übereinstimmung mit den theoretischen Kurven befriedigend, so daß die angegebene Theorie das wirkliche Verhalten des Trägers in den wesentlichen Punkten trifft.

VERSUCHE ÜBER DIE WIDERSTANDSFÄHIGKEIT VON ⊏-EISEN GEGEN BIEGUNG.

Von Dr.-Ing. Karl Huber, München. Technische Hochschule.

Biegungsversuche mit ⊏-Eisen zur Klärung ihres von der gewöhnlichen Biegungstheorie abweichenden Verhaltens wurden früher schon von C. v. Bach, dann vor mehreren Jahren vom Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem und in neuester Zeit vom Eidgenössischen Materialprüfungsamt Zürich ausgeführt.

Bach[1]) benützte ⊏-Eisen verschiedener Profilgröße mit einer Stützweite von 3 m und zwei gleich großen symmetrischen Lasten, die je 1 m von den Auflagern entfernt waren. Die Spannungsmessung erfolgte lediglich in der Trägermitte an den vier Flanscheckenpunkten. Dabei wurde gefunden, daß hier die Spannungen bei Belastung im Schwerpunkt 10 bis 34 vH, bei Belastung im Steg 7 bis 20 vH größer waren, als die Rechnung nach der einfachen Biegungsformel ergibt. Das Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem[2]) verwandte ⊏-Eisen von NP 14, 20, 26 bei einer Stützweite von 3,2 m und einer Last in der Trägermitte. Die Spannungen wurden wieder an den vier Flanscheneckpunkten, und zwar in zwei, je 24,5 cm beiderseits der Stabmitte befindlichen Querschnitten gemessen. Außerdem wurde die Durchbiegung in der Stegebene und das seitliche Ausweichen senkrecht zur Stabachse bestimmt. Bei einem Lastangriff in ca. $^1/_{10}$ der Profilhöhe auf der den Flanschen abgekehrten Seite außerhalb des Querschnitts trat normale Spannungsverteilung nach der einfachen Biegungstheorie ein, wobei auch das seitliche Ausweichen des Trägers verschwand. Bei Belastung in der Stegebene kamen zusätzliche Spannungen im Betrage von 30 vH hinzu. Zu den in der Materialprüfungsanstalt Zürich unternommenen Versuchen[3]) wurde ein ⊏-Eisen NP20 verwendet, das eine Stützweite von 4,4 m besaß. Die Belastung wurde in gleicher Größe an zwei symmetrischen Stellen in einer Entfernung von je 0,5 m von den Auflagern aufgebracht. Die Spannungsmessung erfolgte im mittleren Trägerteil an zwei symmetrischen, je 0,5 m von der Trägermitte entfernten Querschnitten, und zwar wieder in der Gegend der vier Flanscheneckpunkte und außerdem noch an

Abb. 1.

[1]) Z. d. V. d. J. 1889 u. 1890. C. v. Bach, Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Trägern mit ⊏-förmigen Querschnitt.

[2]) Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem 1923.

[3]) Schweizerische Bauzeitung 1924, Bd. 83. Rob. Maillart, Der Schubmittelpunkt.

einigen Stellen der Stegwand. Bei einem Kraftangriff im Schubmittelpunkt, der nach der Maillartschen Formel in einem Abstand von 2,2 cm von der Stegmitte nach außen sich befindet, wurde gleichmäßige, der gewöhnlichen Biegungstheorie entsprechende Spannungsverteilung gefunden. Die Belastung in der Stegmitte lieferte Zusatzspannungen in einer Höhe von 15 vH.

Da alle diese Versuche jedoch kein vollständig genaues Bild von der Art der Formänderung solcher Träger ergaben, so wurden in Verbindung mit der von Prof. Dr. Ludwig Föppl[4])

Abb. 2.

aufgestellten theoretischen Lösung dieser Biegungsaufgabe im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule München weitere eingehende Untersuchungen mit einem ⊏-Eisen unternommen. Der Versuchsplan wurde noch unter der Oberleitung des † Vorstandes, Geheimrat Prof. Dr. A. Föppl aufgestellt.

Zu den Versuchen diente ein ⊏-Träger, NP 26, mit einer Stützweite von 5,8 m. Die genauen Querschnittsmaße gehen aus Abb. 1 hervor. Das hiernach berechnete Trägheitsmoment für die wagerechte Querschnittsachse ist 4804 cm^4 und das Widerstandsmoment 368 cm^4. Die Belastung wurde einmal in der Trägermitte und sodann an zwei zur Mitte symmetrischen Laststellen aufgebracht. Die Auflagerung und die Lastübertragung erfolgte unter Zuhilfenahme eines besonderen Gußstückes (Abb. 1) in Spitzen, so daß die Lastebene genau festgelegt war. Die Gußstücke, in denen der Versuchsträger gefaßt war, hatten ähnliche Form wie jenes im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem verwendete Stück. Für die Lastübertragung waren sie nur in umgekehrter Form wie aus Abb. 1 ersichtlich, am Querschnitt angeschraubt. Die konischen Spitzen und die zu ihrer Aufnahme konisch ausgedrehten Mulden waren aus gehärtetem Stahl hergestellt. Die Spitzen konnten für die verschiedenen Belastungsversuche seitlich hin- und hergeschoben werden und ermöglichten somit genaue Lasteinstellung. Die Belastung erfolgte in der etwas abgeänderten Amslerschen 5 t-Biegepresse. Abb. 2 zeigt die Versuchseinrichtung. Die Dehnungen wurden in den oberen und unteren Flansch- und Stegkanten, nachfolgend mit a, b, c, d bezeichnet, in einem Abstand von je 127 mm von der wagerechten Querschnittsachse auf eine Meßlänge von 10 und 5 cm mittels eines Spiegelgeräts mit Martens Schneide bestimmt. Die kleinere Meßfeder benützte man nur an den in nächster Nähe der Laststellen befindlichen Querschnitten, um möglichst nahe an die Lastorte heranzukommen. Die Messungen wurden in beiden Trägerhälften in den Querschnitten ∓ 9, ∓ 25, ∓ 50, ∓ 90, ∓ 100, ∓ 110, ∓ 150, ∓ 200 und ∓ 250 cm vorgenommen, wobei sich das — und +-Zeichen auf linke und rechte Trägerhälfte und die Zahlen auf die Abschnitte in cm vom Mittelquerschnitt beziehen. Für jeden Meßpunkt ging man bei Ausführung des Versuches zunächst auf die Höchstlast, sodann auf Null zurück und wiederholte dies hierauf nochmals. Aus den beiden dabei erhaltenen Einzelwerten wurde der für die Versuchsauswertung maßgebende Mittelwert gebildet. Die Spannungen erhielt man in üblicher Weise mit Hilfe des Hookeschen Gesetzes bei Annahme eines Elastizitätsmoduls von 2 150 000 kg/cm^2.

1. Belastung in der Trägermitte mit 2500 kg.

A. Belastung in der Schwerpunktebene.

Nach der einfachen Biegungsformel $\sigma = \frac{M}{W}$ errechnet sich bei der Last von 2500 kg am oberen und unteren Flanschenrand in der Trägermitte eine Höchstspannung von 984 kg/cm^2. Der Versuch lieferte an den vier Flanscheckpunkten in den verschiedenen Querschnitten die in der nachfolgenden Zahlentafel 1 angeführten Spannungen. Hier sind die Spannungen der linken und rechten Trägerhälfte gesondert und ferner noch darunter die aus diesen beiden Einzelwerten gebildeten Mittelwerte eingetragen.

Zahlentafel 1.

Querschnitt			9		25		50		100		150		200	
Trägerhälfte			links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts
Druckspannung in kg/cm^2	Meßstellen	a	161	136	238	283	376	355	437	403	401	356	337	278
			148		260		365		420		378		307	
		b	1318	1344	1198	1257	1005	1064	731	763	466	519	290	305
			1331		1228		1030		747		492		297	
Zugspannung in kg/cm^2		c	405	394	559	480	604	627	554	584	382	448	280	306
			399		520		615		569		415		293	
		d	1083	1219	1049	1164	968	949	635	666	494	477	292	303
			1151		1106		959		650		485		298	

Durch die Belastung im Schwerpunkt tritt außer dem Biegungsmoment noch ein Drehmoment auf, das den T[räger] auf Verdrehung beansprucht und ein leichtes Kippen desselben bewirkt. Es wurde deshalb noch der Verdrehungswinkel zwischen den einzelnen Querschnitten gemessen, was in üblicher Weise mit kleinen in der Stegmitte angekitteten Spiegeln, kreisförmigen Skalen und Fernrohren erfolgte. Die Zahlenwerte des Gesamtverdrehungswinkels $\Delta\varphi$ und des auf die Länge „eins" umgerechneten Drehwinkels ϑ sind in Zahlentafel 2 enthalten, und zwar sind sie die Mittelwerte aus linker und rechter Trägerhälfte.

[4]) Siehe vorhergehenden Aufsatz von Ludwig Föppl in dem gleichen Heft dieser Zeitschrift.

Zahlentafel 2.

Zwischen den Querschnitten in cm	Gesamt-Verdrehungswinkel $\Delta\varphi \cdot 10^{-6}$	Zwischen den Querschnitten in cm	Verdrehungswinkel der Einheit $\vartheta \cdot 10^{-6}$
4 und 25	1 975	4 und 25	94
4 und 50	5 150	25 und 50	127
4 und 100	16 250	50 und 100	222
4 und 150	29 300	100 und 150	261
4 und 200	42 950	150 und 200	273
4 und 250	57 225	200 und 250	285

In Abb. 3 sind die Spannungen und die Verdrehungswinkel $\Delta\varphi$ und ϑ/cm, und zwar die Mittelwerte, in Form eines Diagramms aufgetragen. Außer den Versuchswerten sind auch die nach der einfachen Biegungsformel gerechneten Spannungen σ_b aufgezeichnet, die die gestrichelte gerade Linie ergaben. Die Abweichung dieser von den Versuchswerten ist beträchtlich,

Abb. 3. Belastung im Schwerpunkt.

und sie ist um so größer, je näher der Querschnitt an der Lastangriffsstelle liegt. Sie wird hervorgerufen durch das mit auftretende Drehmoment von der Größe 2500 kg × (1,9 + 2,7) cm = 11 500 cmkg. Dabei ist der Hebelarm 4,6 cm die Summe der Abstände von Stegmitte bis Schwerpunkt und Schubmittelpunkt. Auf jeden Trägerteil wirkt in einander entgegengesetztem Sinne die Hälfte dieses Drehmomentes in der Höhe von 5750 cmkg, so daß der Mittelquerschnitt aus Symmetriegründen eben bleiben muß, was einer festen Einspannung gleichkommt, da er nicht, wie jeder auf Verdrehung beanspruchte Querschnitt (mit Ausnahme des kreisförmigen) sich wölben kann. Diese Behinderung der Querschnittskrümmung, die mit zunehmendem Abstand von der Mitte immer kleiner wird und schließlich verschwindet, ruft in der Längsachse des Trägers Normalspannungen hervor, die in den Flanscheckpunkten am größten sind. Bei a und d entstehen Zug- und bei b und c Druckspannungen, die sich den einfachen Biegungsspannungen überlagern und damit den Hauptgrund in der Ver[-]schiedenheit der Spannungsverteilung bilden. Durch diese Über[-]lagerung müßten jedoch die Spannungen einmal bei a und [d] und dann bei b und d einander gleich sein. Der Grund, da[ß] dieses nicht der Fall ist, dürfte bei dem beim Belasten au[f]tretenden Kippen des Balkens liegen, wodurch eine senkrech[t] zum Steg wirkende Lastkomponente entsteht, die in de[n] Flanschecken Zug und in den Stegecken Druck hervorruf[t]. Diese Ausbiegungsspannungen überlagern sich hiermit noc[h] einmal den einfachen Biegungsspannungen, so daß in Wirklich[-]keit die resultierende Spannung sich aus drei verschiedene[n] Spannungen zusammensetzt. Bei Querschnitt 200 ist die Be[-]hinderung der Querschnittswölbung fast verschwunden, kenn[t]lich daran, weil hier keine Abweichung mehr von den einfache[n] Biegungsspannungen σ_b vorhanden ist. Außerdem läuft d[ie] Kurve des Drehwinkels $\Delta\varphi$ zwischen den Querschnitte[n] 200 und 250 cm schon proportional und jene des auf d[ie] Einheit bezogenen Drehwinkels ϑ in der Hauptsache parall[el] zur Abszissenachse. Der anfänglich gekrümmte Teil d[er] Kurve $\Delta\varphi$ und somit auch der steil ansteigen[de] Ast der Kurve ϑ ist auf den Einfluß[5] der Ei[n]spannung in der Trägermitte infolge Behinderung d[er] Querschnittswölbung zurückzuführen. Der Drillung[s]widerstand errechnet sich nach der Formel $J = \frac{M}{\vartheta \cdot}$ zu 24,3 cm⁴. Darin ist M das Drehmoment, G d[er] Schubmodul = 830 000 kg/cm² und ϑ = 235 . 10 [...] nach Versuch der Drehwinkel im Gebiet der rein[en] Torsion. Dieses Ergebnis steht auch mit frühere[n] Versuchen[6] des Münchener Laboratoriums in gut[er] Übereinstimmung, wonach der Drillungswiderstan[d] sich für diesen Querschnitt nach der Form[el] $J = \eta \, \Sigma \frac{1}{3} l d^3$ zu 25,2 cm⁴ ergeben hatte. Dabei i[st] η = 1,12 ein aus Versuchen gewonnener Korrektion[s]wert, ferner l und d die Längen und Dicken der ei[n]zelnen Rechtecke, aus denen der Querschnitt z[u]sammengesetzt ist. Die Verlängerung des gerad[en] Teiles der Kurve $\Delta\varphi$ nach rückwärts bis zum Schn[itt] mit der Abszissenachse schneidet eine Strecke l_v ab, d[ie] den Einfluß der Einspannung[5] auf die Gesamtläng[e] des Trägers bei der Verdrehung zum Ausdruck brin[gt].

Bei dieser Belastung in der Schwerpunktsebe[ne] wurde ferner, um den etwaigen störenden Einfl[uß] des bisher zur Lastübertragung dienenden Gu[ß]stückes nach Abb. 1 auf die Verteilung der Spa[n]nungen im Oberflansch kennen zu lernen, ein zweit[er] Versuch mit einem Lastübertragungskörper von ⊂-fö[r]miger Gestalt durchgeführt, dieser ruhte einerse[its] im Schwerpunkt des ⊏-Querschnitts mit einer Schnei[de] auf einer in der wagerechten Querschnittshauptach[se] an der Stegwand befestigten Nocke, ging soda[nn] um den oberen Flansch herum, ohne diesen [zu] berühren und übertrug andererseits die von [der] Festigkeitsmaschine ausgeübte Last wieder durch eine [an] ihm angebrachte konische Spitze. Die ganze Belastu[ng] wurde somit auf den Träger durch die in der Mitte der Stegwa[nd] angebrachte Nocke übertragen. Die hier erhaltenen Versuc[hs]ergebnisse waren jedoch innerhalb der Meßgenauigkeitsgrenz[e] die gleichen wie bei dem ersten Belastungskörper, so daß die[ser] auch für die anderen Versuche beibehalten wurde.

Außerdem wurde noch die Durchbiegung der Flansch[e] an den Stellen a und c in bezug auf die Mitte der Stegwa[nd] in den beiden Querschnitten 9 links und rechts der Träg[er]mitte gemessen. Hierzu waren in der Stegwandmitte sta[rke] Flacheisen angeschraubt, an deren äußeren Enden in der V[er]bindungslinie a—c Rollenapparate mit einer Meßgenauigk[eit]

[5]) K. Huber. Der Einfluß einer Einspannung bei einem I-Trä[ger] auf den Widerstand gegen Verdrehen. Zeitschrift „Der Bauingenieur" 1[...]

[6]) A. Föppl, Versuche über die Verdrehungssteifigkeit der Walzeis[en]träger, Bayr. Akademieberichte 1921.

von $^{1}/_{100}$ mm angebracht waren. Von den Punkten a und c führten Friktionsstäbchen an die Rollen der beiden Meßgeräte heran. Die Messungen wurden mehrmals wiederholt und dabei fast keine Abweichungen in den beiden symmetrischen Querschnitten gefunden. Bei Lastübertragungskörper nach Abb. 1 wurde an Meßstelle a eine Biegung nach unten von 0,04 mm und an Meßstelle c eine Biegung nach oben von 0,19 mm festgestellt. Bei dem zweiten ⊏-förmigen Lastübertragungskörper ergab sich hingegen an beiden Punkten eine Bewegung nach oben, und zwar bei a um 0,165 mm und bei c um 0,202 mm. Ein Einfluß dieser Verschiedenheit auf die Größe der gemessenen Spannungen konnte jedoch nicht beobachtet werden.

Zahlentafel 3.

Querschnitt		9		25		50		100		150		200	
Trägerhälfte	Meßstellen	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts
Druckspannung in kg/cm²	a	577	584	555	548	596	558	523	471	421	382	274	253
		580		551		577		497		402		264	
	b	1090	1200	1110	1074	917	937	687	700	498	491	317	312
		1145		1092		927		693		494		314	
Zugspannung in kg/cm²	c	602	609	689	672	693	636	602	620	478	480	321	303
		605		680		664		611		479		312	
	d	1136	1137	1026	1013	825	880	634	648	444	451	244	287
		1136		1020		852		641		448		266	

B. Belastung in der Stegmitte.

Die an den einzelnen Meßstellen gefundenen Spannungen sind in Zahlentafel 3 eingetragen.

Abb. 4. Belastung im Steg.

In Abb. 4 sind wieder die Mittelwerte der Spannungen a, b, c, d graphisch aufgetragen. Die Abweichungen von den einfachen Biegungsspannungen σ_b sind jetzt schon geringer, da das Drehmoment und damit auch das seitliche Ausweichen infolge der kleineren Entfernung der Last vom Schubmittelpunkt auch kleiner geworden war.

C. Belastung im Schubmittelpunkt.

Der Schubmittelpunkt wurde in der Weise bestimmt, daß für die Querschnitte 9 und 50 in beiden Trägerhälften bei den vier Lastangriffsstellen 2,4, 2,6, 2,7 und 2,8 cm von der Stegmitte auf der den Flanschen abgekehrten Seite die Spannungen bei a, b, c und d gemessen wurden. Der Schubmittelpunkt wurde dabei in einer Entfernung von 2,7 cm gefunden, da hier die geringsten Spannungsabweichungen von den einfachen Biegungsspannungen sich ergaben. Eine vollkommene Übereinstimmung mit den theoretischen Werten ließ sich jedoch wegen der immerhin etwas ungleichmäßigen Ausführung des ⊏-Querschnittes nicht erreichen. Eine seitliche Ausbiegung des Trägers wurde nicht mehr beobachtet, da auch das Drehmoment hier Null war. Die Versuchsergebnisse stehen in Zahlentafel 4.

Zahlentafel 4.

Querschnitt		9		50		150	
Trägerhälfte	Meßstellen	links	rechts	links	rechts	links	rechts
Druckspannung in kg/cm²	a	1050	1021	859	807	421	362
		1035		833		382	
	b	817	878	738	765	460	507
		847		742		488	
Zugspannung in kg/cm²	c	931	963	788	795	471	519
		917		792		495	
	d	870	946	801	788	432	426
		908		795		429	

In Abb. 5 sind die Ergebnisse wieder graphisch aufgetragen. Die Spannungen a, b, c, d bewegen sich jetzt bald links, bald rechts von der theoretischen Kurve σ_b.

D. Belastung in 40,5 mm Entfernung außen von der Stegmitte.

Der Lastangriff befand sich hier auf der den Flanschen abgekehrten Seite in einer noch größeren Entfernung von der Stegmitte, so daß der Abstand vom Schubmittelpunkt 13,5 mm betrug. Eine größere Entfernung konnte wegen der Bauart der Festigkeitsmaschine nicht

Abb. 5. Belastung im Schubmittelpunkt.

mehr genommen werden. Dieser Belastungsfall wurde deshalb noch gewählt, um den Einfluß des Drehmoments, das bei einem nicht im Schubmittelpunkt erfolgenden Lastangriff immer entsteht, besonders deutlich zu zeigen. Das jetzige Drehmoment von der Größe 1250 kg × 1,35 cm = 1379 cmkg hat im Gegensatz zu vorher einen umgekehrten Drehsinn. Demzufolge war auch die seitliche Ausbiegung und die Größenordnung der Spannungen bei a und c, sowie b und d gegen früher eine umgekehrte, was aus der Zahlentafel 5 und Abb. 6 deutlich hervorgeht.

Zahlentafel 5.

		Querschnitt	9		50		150	
		Trägerhälfte	links	rechts	links	rechts	links	rechts
Druckspannung in kg/cm²	Meßstellen	a	1197	1232	975	913	424	328
			1214		954		376	
		b	735	737	663	681	464	478
			736		672		471	
Zugspannung in kg/cm²		c	1082	1029	849	833	493	528
			1055		841		510	
		d	778	781	716	750	414	430
			780		733		422	

II. Belastung an 2 symmetrischen Stellen mit 1250 kg.

A. Belastung im Schwerpunkt.

Die beiden Lasten griffen in einem Abstand v[illegible] je 1 m von der Trägermitte an. Hierdurch entst[illegible] nach der einfachen Biegungsformel im mittleren T[illegible] an den Flanschaußenkanten eine Höchstspannung v[illegible] 645 kg/cm². In den beiden Lastangriffsstellen e[illegible] stehen jedoch wieder Drehmomente von einer Grö[illegible] 1250 kg × 4,6 cm = 5750 cmkg, die eine and[illegible] Spannungsverteilung hervorbringen. Zu diesen komm[illegible] wie früher noch Ausbiegungsspannungen in den Flansch[illegible] hinzu, die durch die infolge Umkippens des Träg[illegible] entstehenden seitlichen Lastkomponenten hervorgeru[illegible] werden. In den Lastangriffsstellen sind die Beh[illegible] derung der Querschnittswölbung und damit auch [illegible] Zusatzspannungen am größten, die dann mit wachsend[illegible] Abstand von diesen immer kleiner werden. Bei d[illegible] Querschnitt 250 waren sie in der Hauptsache schon v[illegible] schwunden, in der Trägermitte jedoch noch nicht. In Z[illegible] lentafel 6 sind die Versuchsergebnisse eingetragen und

Zahlentafel 6.

		Querschnitt	Mitte	50		90		110		150		200		250	
		Trägerhälfte	1	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rec[illegible]
Druckspannung in kg/cm²	Meßstellen	a	466	378	339	226	211	213	206	229	224	215	226	138	[illegible]
				359		219		209		226		220		131	
		b	655	707	716	763	770	888	849	596	604	349	342	131	[illegible]
				711		767		869		600		345		134	
Zugspannung in kg/cm²		c	677	527	530	387	462	437	365	340	369	254	258	190	[illegible]
				528		425		406		355		256		185	
		d	637	685	724	773	734	817	756	575	582	360	363	134	[illegible]
				705		754		786		578		361		142	

Abb. 6. Belastung 13,5 mm außerhalb vom Schubmittelpunkt.

Abb. 7. Belastung im Schwerpunkt.

Zahlentafel 7.

Querschnitt		Mitte	50		110		200	
Trägerhälfte			links	rechts	links	rechts	links	rechts
Druckspannung in kg/cm²	Meßstellen a	731	725	698	555	513	237	222
			711		534		229	
	b	543	544	593	631	655	331	321
			568		643		326	
Zugspannung in kg/cm²	c	591	566	561	573	627	331	351
			563		600		341	
	d	639	661	629	638	670	324	303
			645		654		314	

Abb. 7 sind sie graphisch niedergelegt. Die einfachen Biegungsspannungen σ_b ergaben dort die gestrichelte Linie.

B. Belastung im Schubmittelpunkt.

Die Lasten griffen in den schon früher gefundenen Entfernungen 2,7 cm von der Stegmitte auf der den Flanschen abgekehrten Seite an. Ein seitliches Ausweichen fand hierbei, da das Drehmoment gleich Null war, nicht mehr statt. Die gefundenen Spannungen decken sich hier, soweit es die Ungleichmäßigkeit des Querschnitts und die anderen nicht vollständig zu vermeidenden Versuchsfehler zuließen, wieder mit den einfachen Biegungsspannungen σ_b. Aus Zahlentafel 6 und Abb. 8 sind die Versuchsergebnisse ersichtlich. Die gefundenen Mittelwerte der Spannungen bewegen sich ober- und unterhalb der theoretischen Linie σ_b.

Abb. 8. Belastung im Schubmittelpunkt.

Die in den Abb. 3, 4 und 7 weiterhin eingezeichneten strichpunktierten Kurven bringen die Ergebnisse der theoretischen Lösung dieses Biegungsproblems, die aus dem vorhergehenden Aufsatz von Ludwig Föppl entnommen sind, zur Darstellung. Diese beiden Kurven müssen bei Nichtberücksichtigung der Ausbiegungsspannungen in der Rechnung mit den aus a und c ferner b und d zu bildenden Mittelwertkurven zusammenfallen, was auch genügend genau zutrifft.

Mit weiteren Versuchen, die die experimentelle Bestimmung der Schubspannungen längs des Querschnittumrisses mittelst eines besonderen Feinmeßgeräts, dem Schubmesser, zum Ziele haben, ist begonnen worden. Sie werden später in einer besonderen Abhandlung veröffentlicht werden.

DIE DECKUNG DER FAHRBAHN AUF STRASSENBRÜCKEN MIT HANFSEILGURTEN.

Von Henning, Landesbaurat i. R. in Saalfeld a. S.

In den letzten Jahrzehnten haben auch die Fahrbahndecken der im Zuge von Landstraßen gelegenen Brücken, insbesondere der Brücken mit Eisenüberbauten erhöhte Aufmerksamkeit gefunden. Die große Bedeutung, die man diesem eng begrenzten Gegenstande geben muß, ist schon auf dem 3. Internationalen Straßen-Kongreß (London 1913) gewürdigt worden mit der Behandlung der Frage über die Ausgestaltung der Straßen und Brücken. In den hierzu gegebenen Berichten über die Erfahrungen des Auslandes finden sich manche Anregungen, von denen die unter Ziffer 11 der Schlußfolgerungen, auf ein neues Gebiet geführt haben. Es werden für bewegliche Brücken und für unversteifte Hängebrücken leichte Decken empfohlen, die so sein sollen, daß sie sich leicht auf der Brückenbahn befestigen lassen. Die in Nordfrankreich und in Belgien angestellten Versuche mit alten Bergwerksseilen oder mit anderen wohlfeilen Pflanzenfaserstoffen, die auch mit teerigen oder asphaltischen Stoffen zu tränken sind, sollten gefördert werden. Zu dieser Schlußfolgerung hatte Verfasser unter Hinweis auf die auf den Duisburg-Ruhrorter Hafenbrücken seit 9 Jahren auch in Deutschland mit dem belgischen Hanfgurt-Belag gemachten Erfahrungen empfohlen, die Verwendung der Hanfgurt-Decken auch für andere Brücken zu erwägen, bei denen auf geringes Eigengewicht des Überbaues größerer Wert zu legen ist, sowie die Versuche auf die Verwendung von Gurten auszudehenen, die aus ungebrauchten Hanfseilen hergestellt werden[1]). Diese Anregung fand die Zustimmung der Versammlung. Es wurde angeführt, daß die Verwendung von

[1]) Generalbericht zum 3. Internat. Straßenkongreß, London 1913, Seite 360—362. — Zeitschrift für Transportwesen 1913, Seite 795—799, auch Zeitschrift „Der Brückenbau 1914", Seite 15—21.

Hanfseil-Gurten aus gebrauchten Bergwerkstauen auch in Nordfrankreich und in Belgien bald kaum möglich sei, weil dort die Bergwerke auf die Verwendung von Drahtseilen übergehen. Danach ist in der Tat der Bezug von Bergwerks-Seilgurten neuerdings nicht mehr möglich. Indessen haben wir schon Ersatz gefunden. Wir verwenden den neuen eigenartigen Straßendeckenstoff aus präparierten Pflanzenfasern auf Grundlage der Erfahrungen, welche mit den belgischen Fabrikaten in Duisburg-Ruhrort sei nunmehr 20 Jahren und seit 11 Jahren auf den Vorbrücken der Nassauer Kettenbrücke mit den zunächst behelfsweise aus Transmissions-Hanfseilen hergestellten Gurten gemacht worden sind. Nach den allgemein anerkannten Erfolgen der Ausführungen in Nordfrankreich, wo die Bergwerksgurte schon seit 1870 verwendet wurden, und nach den zahlreichen Anwendungen auf beweglichen Brücken in Belgien hat dieser neuartige Fahrbahnbelag auf den Duisburg-Ruhrorter Straßenbrücken gewiß die Feuerprobe bestanden. Auch die versuchsweisen Anwendungen auf den Klappen der beiden Oderbrücken, auf der Brücke bei Greifenhagen (1912) mit belgischen Seilgurten und auf der Gr. Reglitzbrücke bei Stettin (1912), wo man schon einzelne neue Hanftaue aufgenagelt hat, bestätigen die Brauchbarkeit und Dauerhaftigkeit dieses Baustoffes. Obgleich die letzt genannte Stettiner Ausführung nur als ein vereinfachter Versuch anzusprechen ist, wird die Dauer dieses Probebelags, der jährlich zweimal mit Steinkohlenteer getränkt und abgesandet wird, in Stettin auf mindestens zwei weitere Jahrzehnte geschätzt. Für die Beurteilung des Seilgurtbelags bei anhaltend starkem und schweren Verkehr sind jedoch die älteren Ausführungen in Ruhrort auf der im Jahre 1915 abgebrochenen Krimbrücke und auf der im Duisburger Hafengebiete liegenden Sperrschleusenbrücke maßgebend. Diese aus den belgischen Bergwerksgurten hergestellten Decken haben unter der anhaltend starken Inanspruchnahme durch schwere Lastfuhrwerke 11 Jahre bezw. 15 Jahre gehalten, und die seit dem Jahre 1907 auf der Klappe der Hafen-Kanal-Brücke liegende Seilgurt-Platte erfüllt heute nach 17 Jahren noch ihren Zweck, ohne das an den 250 mm breiten und 32 mm starken Gurten größere Ausbesserungen nötig geworden wären. Nur neben den Schienen der Straßenbahnen waren bisher einzelne beschädigte Gurtstreifen auszuwechseln. Dies ist bei dem Bestreben der Wagenführer, auf den Straßenbahnschienen zu spuren, ein bei allen anderen Fahrbahnbelägen mehr oder weniger hervortretendes Übel. Dem kann beim Seilgurtbelag durch die häufigere Tränkung der neben den Schienen liegenden Gurtbahnen mit Asphaltteerbitumen begegnet werden. Die französischen und belgischen Fachleute haben die Dauer der Hanfseilgurte auf nur 10 Jahre geschätzt. Da jedoch nach den Ruhrorter Erfahrungen und nach dem Stettiner Urteile sowie nach den Beobachtungen des Verfassers die Dauer auf mindestens 30 Jahre angenommen werden darf, so ist die überraschende Dauerhaftigkeit der eigenartigen Verwendung von Seilen aus Sisal oder Manilahanffasern im Vergleich mit den andern leichten Fahrbahndecken, den vergänglichen Holzbelägen aus Bohlen oder dem Holzpflaster, erwiesen, zumal es kein geeigneteres Versuchsobjekt geben dürfte, als die Lehrbrücke im Duisburg-Ruhrorter Hafengebiete, das ist die einzige, die beiden industriereichen Stadtteile verbindende Straßenbrücke in einem Gebiete, das noch immer als der größte Binnenhafen des europäischen Festlandes gelten kann, dessen Massenverkehr auf der Duisburg-Ruhrorter Straßenbrücke wirksam wird. Die dort erprobte von den Angaben der Franzosen und Belgier erheblich abweichende größere Dauerhaftigkeit der Seilgurtdecken wird auf die sorgsame Pflege der Beläge zurückzuführen sein, denn diese Gurtdecken erhalten jährlich zweimal Anstriche mit schwedischem Holzkohlenteer, die nur leicht abgesandet werden. Dabei bleiben die Hanffasern der Gurte den direkten Angriffen der Wagenräder und der Hufeisen-Stollen ausgesetzt. So wird auch die zuletzt im Zuge der Lehrbrücke im Jahre 1915 noch mit belgischen Hanfseil-Gurten belegte Klapp-Brücke über den Finke-Kanal behandelt. Nach dem auffallend günstigen Ergebnis dieser den heftigsten Angriffen des Lastverkehrs gewachsenen Ausführungen darf mit der au dem Londoner Straßen-Kongreß[2]) erwarteten und erstrebte erweiterten Anwendung der neuen Fahrbahn-Decke gerechne werden, weshalb die Versuche fortgesetzt wurden. Schon de oben erwähnte auf den Vorbrücken der Nassauer Ketten brücke im Jahre 1913 durchgeführte Versuch mit den abge legten Transmissionsseilgurten hat ergeben, daß auch die wenige dicht gearbeiteten Gurte gegen die unmittelbaren Angriffe de Fuhrverkehrs dauernd geschützt werden durch die alsbald nac Auflage der Gurte ausgeführte Tränkung mit dem heißen Pech öle (70 : 30), das mit Zusatz von mineralischen Pyknoton Bindestoffen wiederholt aufgegossen und dabei mit einem Ge misch von gesiebtem Basaltgrus und Pyknoton-Präparat leich gedeckt wurde unter wiederholtem Feststampfen der Fläche Diese Decke bildet jetzt nach $11\frac{1}{2}$ Jahren noch immer ein geschlossene nahezu wasserdichte Fahrbahn, sie hat in de Zwischenzeit nur zwei Pechöl-Anstriche erhalten. Danac blieb noch übrig, einen den belgischen Bergwerksgurten gleich wertigen Gurtbelag mit neuen Hanfseilen herzustellen un zu erproben, der mit der oben beschriebenen in Ruhrort ge übten Oberflächenbehandlung den unmittelbaren Angriffe des Lastverkehrs dauernd standhält. Der Hanfspinnere Felten & Guilleaume, Köln/Rhein gelang es schon im Jahr 1914 derartig dauerhafte Gurte herzustellen zur Deckung der Fahr bahn auf der rund 70 m weiten Mittelöffnung der Kettenbrück über die Lahn bei Nassau. Diese Gurte wurden in über die ganz Brückenöffnung gehenden Bahnen von 13 cm Breite geliefer sie sind 25 mm stark und wiegen rund 16—22 kg für das qm Die Gurtbahnen sind aus Seilen aus Manilahanf zusammen genäht, sie wurden in einem Bade mit heißem schwedische Holzteer satt getränkt nach dem Vorbilde der Ruhrorter Au führungen. Dabei wurden rund 7 kg Holzteer für das qm ge braucht. Weil der Einbau der Gurte während der Kriegsjahr nicht erfolgen konnte, mußte der schadhafte Bohlenbelag fü den im Kriege schwachen Straßenverkehr weiter notdürfti ausgeflickt werden. Dieses hinhaltende Verfahren war i Jahre 1919 nicht mehr durchführbar, denn beim Rückzug de deutschen Heeres mit den eisenbereiften Lastkraftwagen un bei dem anschließenden andauernden Lastverkehr der Be satzungstruppen wurde die ausgeflickte Bohlenbahn bald ze stört, so daß der bereitliegende Gurtbelag schleunigst aufge bracht werden mußte. Dies geschah im Tagelohn durch Weg wärter und Hilfsarbeiter mit Zuziehung zweier Zimmerleut Zunächst wurden die alten stark beschädigten Fahrbohle durch eine Lage von 6 cm starken Bohlen aus kreosotierte Buchenholz ersetzt. Diese die Unterlage der Seilgurtdeck bildenden Zwischenbohlen liegen zur Herstellung des Querge fälles von 2% auf Längsholzleisten. Die Seilgurtbahnen, a einer seitlichen Randbohle beginnend, wurden möglichst dich verkeilt aufgelegt und mit 90 mm langen geschmiedeten brei köpfigen Nägeln befestigt (25 Stück für das m²). Dies gescha in der Hälfte der Fahrbahnbreite zur einspurigen Aufrech erhaltung des Fuhrverkehrs. Die nachfolgende Behandlung de Oberfläche läßt die Abbildung 1 erkennen. Es wurde in der obe für die beiden Vorbrücken beschriebenen Weise wie im vorhe gegangenen Jahre verfahren mit Aufbringung der auf 140° (erhitzten Pechölmischungen unter Abdeckung mit Basaltgru und Pyknotonpräparaten. Dann wurde die Decke mit ein Handwalze angedrückt, sie bildet eine dem Asphaltpflaste ähnliche, fast wasserdichte fugenlose Platte, die elastisch, zä und geschmeidig den starken Bewegungen der unversteifte Hängebrücke bei Seitenwinden und beim Übergang von schwere Einzellasten folgt. Dabei wird die Abweiglung der Seilgur decke auch im Winter bei Frostwetter nicht rissig, sie ist nu zuweilen bei Glätte abzusanden, während bei starker Sonne hitze die Stollen der Pferdehufeisen Eindrücke hinterlassen, d bald wieder verschwinden, das zähe Gefüge der bituminöse Abgleichung wird nicht verletzt. Der erste Aufguß des Tee bitumens dringt in die Gurtbahnen ein, die nachfolgende

[2]) Bericht Nr. 12 von Denil und Bijls, Seite 25.

weiteren ein bis zwei Übergüsse bilden mit dem Steingrus eine dünne Schutzdecke, welche mit den Hanfseilgurten viel inniger verbunden bleibt, als etwa eine Oberflächenteerung mit einer Schotterdecke. Bei dieser Oberflächenbehandlung wurden rund 7 kg für das m² Pechöl verbraucht. Der derartig behandelte Gurtabschnitt der Abbildung 2 zeigt die Oberfläche mit fest gestampftem Steingrus, der aber nicht eingefahren ist. Diese erste aus neuen Hanfseilen gebildete Gurtdecke hat sich bis jetzt nach einem zeitweise starken Durchgangsverkehr mit Automobilen und Lastverkehr mit Bauholz tadellos gehalten. Für die zu erwartende 30-jährige Dauer würden die alle drei

Abb. 1. Kettenbrücke über die Lahn bei Nassau.

Jahre aufzubringenden Pechölanstriche genügen. Indessen ist im vorliegenden Falle damit zu rechnen, daß der die Landschaft und das Stadtbild zierende Überbau dieses Bauwerkes demnächst verschwinden wird, zur Beseitigung der bestehenden Hemmung und Hinderung des Verkehrs, ein Zustand, der mit der stetig fortschreitenden Entwicklung des Lastkraftwagen-Verkehrs kaum noch zu ertragen ist. Wenn durch die hiermit verknüpfte vorzeitige Aufnahme der Brückengurtdecke deren Dauerhaftigkeit nicht zur Geltung kommen wird, dann wird man beim Abbruch des Brückenüberbaues die Seilgurte abheben, reinigen und aufrollen, um sie anderswo noch einmal zu benutzen. Dabei wird man die bisherige Oberfläche als Lagerfläche benutzen und die neue Oberfläche wie oben beschrieben behandeln.

Eine zweite Anwendung fanden die neuen Hanfseilgurte der Kölnischen Hanfspinnerei kürzlich wieder in Duisburg auf der Drehbrücke über die Sperrschleuse mit Gurtbahnen, die gleich wie die alten belgischen Muster 32 mm stark, dagegen nicht wie diese aus Manilahanf, sondern nach Abbildung 3 aus zehn Seilen aus Sisalhanf gebildet und 25 cm breit sind. Auch auf dieser Decke wird die Oberfläche lediglich durch die regelmäßigen Tränkungen mit Holzteerungen und Sandabdeckungen unterhalten. Die Sisalhanffaser ist gleich wie die Manilahanffaser eine Hartfaser, doch nimmt sie eine erheblich größere Menge Feuchtigkeit auf als diese. Dies dürfte für die notwendige satte Durchtränkung mit Holzteer kein Nachteil sein. Die Verwendung des russischen Weichfaserhanfs kommt des höheren Preises wegen kaum in Frage. Zur Erhaltung der Geschmeidigkeit des Sisalhanfs hat sich das Verfahren, wobei die Hanffasern zunächst vor der Verarbeitung, dann in den fertigen Gurtbahnen satt mit Holzteer getränkt werden, als ausreichend erwiesen. Damit wird verhindert, daß bei der in Nassau geübten nachfolgenden Oberflächenbehandlung mit Steinkohlen-Teerpräparaten die Hanffasern brüchig werden. Die 11- bis 13-jährigen Erfahrungen bei den Nassauer Vorbrücken und bei dem Stettiner Versuch bestätigen dies. Die Annahme, daß die gebrauchten belgischen Gurtbahnen, nachdem sie in den Bergwerken starken Zugkräften unterworfen und mit Staub durchsetzt wurden, eine erhöhte Haltbarkeit erhalten, dürfte sich nicht bestätigen. Auch die neuen Gurte der Kölnischen Hanfspinnerei können vor ihrer Verwendung stark gestreckt werden, und durch die sorgfältige Behandlung bei der Ausführung mit wiederholter Durchtränkung mit Holzteer wird die Haltbarkeit der Gurte gewährleistet.

Für die Oberflächenbehandlung der fertigen Gurtbahnen empfiehlt es sich, die Ruhrorter Unterhaltungsmethode mit dem jährlich zweimaligen Holzteeranstrich durch die nahezu wasserdichte bituminöse Schutzhülle nach dem bewährten Nassauer Verfahren zu ersetzen. Hierzu ist der zähe „Bimex“-Straßenkitt der Asphaltfabrik und Teerdestillation Schliemann & Co. in Hannover-Linden als Ersatz der einfachen Pechölmischung das gegebene Bindemittel, es verbindet sich innig mit dem Gefüge der Gurtseile und bildet bei wiederholten Aufgüssen eine zähbleibende Schutzdecke.

Nach den oben angeführten im stärksten Lastverkehr erprobten Anwendungen dürfen die Hanfseilgurte als der beste Belag gelten für bewegliche Brücken, für Schiffsbrücken und für Hängebrücken auch bei starkem und schwerem Verkehr. Der sehr schwere Belag mit Eisenplatten, der u. a. auf den Klappen der Stettiner Oderbrücken mit Riffelplatten und auf der Schwantorbrücke in Duisburg mit gelochten Platten verwendet ist, wird kaum dauerhafter sein, und er ist seines hohen Gewichts wegen auch für das Haupttragwerk der Klappen und für die Gegengewichte und Betriebsführung viel kostspieliger.

Abb. 2.

Abb. 3.

Überdies bilden die Eisenplatten keinen fugenlosen wasserdichten Belag, und die nachteiligen und lästigen Erschütterungen werden auch dann nicht wirksam beseitigt, wenn, wie in Duisburg, dämpfende Zwischenlagen von Lederstreifen oder dergl. eingelegt werden. Die für bewegliche Brücken noch in Frage kommenden leichten Beläge, das Holzpflaster und die Holzbohlen, sind den Hanfseilgurten nicht gleichwertig, sie sind auch bei Tränkung mit Kreosot, Zinkchlorit oder dergl. weniger dauerhaft, in der Unterhaltung kostspieliger, sie werden unter dem neuzeitlichen starken Verkehr der Motorwagen bald be-

schädigt, so daß die Ausbesserungen nicht aufhören. Überdies sind solche Beläge nicht wasserdicht, und das ganze Tragwerk der Brücke wird durch die Verkehrserschütterungen, das Fahrbahngerippe auch durch die feuchten Niederschläge benachteiligt.

Der Belag mit Hanfseilgurten wird in vielen Fällen auch für feste Straßenbrücken mit Eisenüberbau am Platze sein, sobald bei größeren Stützweiten die Verminderung des Eigengewichts der Fahrbahndecke ausschlaggebend wird. Das nur wenig geringere Gewicht der Holzbohlendecke kann bei den oben erwähnten Nachteilen nicht in Betracht kommen. Den aus losen Stücken bestehenden Holzbelägen (Bohlen- und Holzpflaster) wird der leichte aber auch fugenlose und wasserdichte Seilgurtbelag vorzuziehen sein, er wird wegen seiner mehrfach erprobten Dauerhaftigkeit bei mäßigen Unterhaltungskosten auch billiger sein. Der stetig zunehmende Verkehr der Lastkraftwagen zwingt auch zur Verstärkung der vorhandenen Straßenbrücken. Die Verwaltungen, denen die Unterhaltung der Brücken und der Verkehrsstraßen obliegt, und die Aufsichtsbehörden sind sich der Verantwortlichkeit zur Instandhaltung und zur Verstärkung der älteren Bauwerke wohl bewußt[3]). Der Umfang der zu bewältigenden Aufgaben ist in U. S. Amerika, dem führenden Staate im Verkehr der Motorwagen, bei den zahlreichen und großen Holzbrückenbauten erdrückend. Dort wird angenommen, daß eine 7 cm starke Holzbohlendecke bei schwerem Verkehr 1 Jahr, bei sehr schwerem Verkehr kaum 6 Monate hält[4]). Auch in Rußland, dem typischen Lande der hölzernen Straßenbrücken, muß z. B. auf einer Newabrücke in Petersburg der fichtene Holzbohlenbelag jährlich zweimal ausgewechselt werden. Derart verkehrsstörende Unterhaltungsarbeiten können gewiß nicht andauern. Den Weg zur Abhilfe ohne Beseitigung des ganzen Brückenüberbaues zeigt der oben beschriebene Fall der Nassauer Kettenbrücke. Dort wurde mit der Milderung der Verkehrsstöße eine gewisse Verstärkung des hölzernen Traggerippes, eine Ermäßigung der Unterhaltungskosten für dasselbe und auch für die losen Eisengeländer erreicht. Ein anderes, den Straßenverkehr von jeher hemmendes, Beispiel besteht 20 km unterhalb dieser Lahnbrücke. Auf der Brücke über die Lahn zwischen Ober- und Niederlahnstein ist die Tragfähigkeit des eisernen Tragwerks der Parabelträger nicht mehr so zu erhalten wie sie zur Zeit der Erbauung der 50 Jahre alten Brücke gewesen ist. Die 15 cm starken Tragbohlen sind mit 7 cm starken kiefernen Fahrbohlen gedeckt, die unter dem zunehmenden Verkehr der Lastkraftwagen bei häufigen Überlastungen beschädigt werden und stetig auszubessern sind. Die polizeilichen Verkehrsbeschränkungen für das Gewicht der Lastwagen und für deren Fahrgeschwindigkeit werden besond[ers] mit unbeladenen Lastkraftwagen kaum beachtet, so daß [die] Erschütterungen und Schwingungen des leichten Eisentra[g]werkes zu bedenklichen Schäden führen. Nach den periodisch[en] Prüfungen waren bis in die Kriegsjahre hinein die Lockerung[en] der Vernietungen der Hauptträger mäßig, sie sind auf das vi[el]fache gestiegen, nachdem beim Rückzug des deutschen Heer[es] dann beim Aufmarsch der Besatzungstruppen und unter de[m] anhaltend zunehmenden Verkehr der Motorwagen die auf [die] mangelhafte Unterhaltung des Bohlenbelages zurückzuführend[en] Erschütterungen verstärkte Schwingungen hervorriefen. We[nn] in diesem Falle die in den letzten 15 Jahren wiederholt versuch[te] Beseitigung dieses schwachen Eisenüberbaues nun bald gesch[e]hen muß, so werden in zahlreichen anderen Fällen die Bohle[n]decken auf leichten Eisenüberbauten durch die Hanfseilgu[rte] der Kölnischen Hanfspinnerei zu ersetzen sein. Der Pr[eis] dieser Gurte, der sich bei 25 mm Stärke für die rechts und lin[ks] gedrehten Seile auf ca. 36 Mark für 1 m² stellt, wird dur[ch] deren Dauerhaftigkeit und durch die geringen Unterhaltun[gs]kosten bei Behandlung der Oberfläche mit dem Bimex-Präpara[t] gewiß ausgeglichen. Der Gurtbelag kann unmittelbar auf [die] 15 bis 20 cm starken Tragbohlen, die gehörig getränkt mit 2pro[z.] Quergefälle verlegt werden, genagelt werden, oder er wird na[ch] den Ruhrorter Ausführungen mit einer 6 cm starken Hartho[lz]zwischenlage auf eine eiserne Fahrbahntafel aus flachen Blech[en] oder aus Belageisen geschraubt. In ersterem Falle wird geg[en]über den schweren Belagkonstruktionen das Eigengewicht [um] 400—600 kg, im letzteren Falle um 300—500 kg für 1 [m²] ermäßigt. Deshalb wird in vielen Fällen zur Beseitigung v[on] Verkehrsbeschränkungen und zur Vermeidung von groß[en] Umwegen für die Lastkraftwagen der schwere Fahrbahnbe[lag] auf älteren Eisenbrücken durch den leichten fugenlosen Belag [aus] Hanfseilgurte zu ersetzen sein. So wurde die Verkehrstra[g]fähigkeit auf einer Donaubrücke durch Verminderung [des] Eigengewichts um etwa 1400 kg für das laufende Meter erhö[ht], indem eine Schotterdecke durch Holzpflaster auf Bimsbet[on] ersetzt wurde[5]). In diesem Falle hätte beim Ersatz der Schott[er]decke durch Hanfseilgurte die Gewichtsreserve verdopp[elt] werden können.

Wenngleich der Leichtbau für die Herstellung v[on] Straßen- und Luft-Kraftfahrzeugen von größter Bedeutu[ng] bleiben muß, so würde mit der Einführung des Gurtbelages [für] Brückenfahrbahnen ein wertvolles Mittel gefunden zur A[uf]nahme von erhöhten Verkehrsbelastungen unter Verwendu[ng] eines hochwertigen, spezifisch leichten aber zähen Baustof[fes] von großer Dauerhaftigkeit.

[3]) Nach dem Bericht Nr. 14 zum 3. Internationalen Straßen-Kongreß auch in England.

[4]) Bericht Nr. 12a zum 3. Internationalen Straßen-Kongreß 1913.

[5]) Bericht Nr. 11 zum 3. Internationalen Straßen-Kongreß, London 19[13], Seite 7.

VERFAHREN ZUR UNTERTEILUNG EINES TRAGWERKES IN TEILE GLEICHEN ELASTISCHEN GEWICHTS.

Von Dr.-Ing. Rudolf Mayer, Privatdozent der Techn. Hochschule Karlsruhe.

R. Schönhöfer[1]) hat zur Berechnung von Bogen- und Wölbtragwerken ein die statische Untersuchung sehr vereinfachendes Verfahren angegeben, das übrigens mit gutem Erfolg auch auf die Berechnung anderer Systeme mit veränderlichen Trägheitsmomenten (z. B. Rahmen, kontinuierliche Träger) übertragen werden kann; es beruht dieses Verfahren darauf, daß das Tragwerk in Abschnitte von gleichen elastischen Gewichten $\frac{\Delta s}{J}$ (bei Schönhöfer als „konstante Bogengrößen" bezeichnet) unterteilt wird.

Man gewinnt hiernach z. B. für das eingespannte, auf die Hauptachsen seiner elastischen Gewichte bezogene Gewölbe folgende einfache Formeln zur Bestimmung der drei Üb[er]zähligen:

$$X_a = \frac{\sum_1^n \mathfrak{M}\, y}{\sum_1^n y^2 + C} \quad \text{für den Horizontalschub}$$

$$X_b = \frac{\sum_1^n \mathfrak{M}\, x}{\sum_1^n x^2} \quad \text{für die Querkraft im Scheitel}$$

$$X_c = \frac{\sum_1^n \mathfrak{M}}{n} \quad \text{für das Einspannungsmoment.}$$

[1]) R. Schönhöfer. Statische Untersuchung von Gewölben nach dem Verfahren der konstanten Bogengrößen, Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1904; derselbe, Statische Untersuchung von Bogen- und Wölbtragwerken, Berlin 1908, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

Hierin ist $C = \frac{J}{\Delta s} \frac{s \sec^2 \alpha}{F_m}$ eine die Verkürzung der Bogenlänge s infolge der Bogenkraft berücksichtigende Größe, $\mathfrak{M}$ das Moment für das statisch bestimmte Grundsystem und n die Zahl der Elemente, in welche man das Gewölbe unterteilt hat. Als statisch bestimmtes Grundsystem ist der Balkenträger auf

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

zwei um die Bogenspannweite l von einander entfernten Stützen angenommen; die Überzähligen greifen im elastischen Schwerpunkt des Gewölbes an. Bei Unterteilung des Gewölbes in Elemente von konstanten Werten $\frac{\Delta s}{J}$ sind die Summenglieder der Gleichungsgruppe (1) von dem Einfluß der elastischen Gewichte frei, und die Einflußlinien der überzähligen X_a, X_b, X_c ergeben sich höchst einfach durch drei Seilpolygone, deren zugehörige Kräftepolygone aus den Koordinaten y und x der Schwerpunkte der elastischen Elemente bzw. n Kräften von beliebiger Größe zu bilden sind.

Die Anwendung des Schönhöferschen Verfahrens verlangt nun zunächst die Lösung der Aufgabe, einen Bogen in eine Anzahl von elastischen Elementen so zu zerlegen, daß für diese der Wert $\frac{\Delta s}{J}$ konstant wird. Bei der hierzu von Schönhöfer angegebenen Methode löst man diese Aufgabe durch Probieren, indem man über und unter der abgewickelten Bogenlänge s (Abb. 1 und 2) die Trägheitsmomente aufträgt und dann von einer willkürlich gewählten Länge des ersten Bogenelementes (Δs_9) ausgehend einen fachwerkartigen Linienzug zwischen den beiden J-Kurven zieht, bei dem die Diagonalstäbe unter dem durch die Wahl von Δs_9 festgelegten Winkel φ gegen die Vertikalen verlaufen; hierbei ist offenbar für das k-te Feld

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{J_k + J_{k+1}}{\Delta s_k} = \text{konstant} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2$$

und die Teilung ist richtig vollzogen, wenn die letzte Diagonale des Linienzuges gerade durch den Endpunkt E der J-Kurve geht. Tut sie dies nicht, so sucht man durch Wiederholung der Konstruktion unter veränderter Annahme von Δs_9 dies zu erreichen.

Bei praktischen Anwendungen des beschriebenen Teilverfahrens wird man leicht inne, daß sein Ergebnis durch die Wahl der ersten Teilstrecke (Δs_9) ziemlich empfindlich beeinflußt wird, da bei der Länge des ganzen Linienzuges sehr kleine Änderungen dieser Teilstrecke schon beträchtliche Änderungen in der Lage des Schnittpunktes der letzten Diagonale mit der J-Kurve im Gefolge haben, und es kann — selbst bei flachem Verlauf der J-Kurve — vorkommen, daß man nach drei- oder viermaligem Probieren das Ziel noch nicht erreicht hat.

Es schien mir daher für die Bedürfnisse der Praxis nützlich, im folgenden eine Methode zur Durchführung dieser Teilung zu entwickeln, welche ohne Steigerung der aufzuwendenden Arbeit mit wenigstens der gleichen Genauigkeit sofort zum Ziele führt und außerdem vor dem Teilverfahren Schönhöfers noch den Vorteil voraus hat, daß man die gewünschte Zahl der Bogenteile von vornherein willkürlich nach Bedürfnis festsetzen kann.

Trägt man (Abb. 3) über der zunächst in beliebige Teile Δs_0 geteilten, abgewickelten Bogenlänge s die Werte 1/J als Funktion der Bogenlängen auf, so ist

$$\frac{\Delta s_0}{J} = \Delta s_0 \frac{1}{J} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3$$

der schraffierte Flächenstreifen der 1/J-Kurve über Δs_0. Intregiert man die 1/J-Fläche über die ganze Bogenlänge s, so erhält man mit

$$i = \frac{1}{H} \int_0^s \frac{d s_0}{J} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4$$

die Höhe i des mit der 1/J-Fläche inhaltsgleichen Rechtecks über der Poldistanz H (Integrationsbasis). Soll nun eine Teilung des Bogens in n Teile von gleichem $\frac{\Delta s}{J} = \Delta s \frac{1}{J}$ erfolgen, so muß man die Längen Δs so wählen, daß die zu ihnen gehörigen Teilflächen der 1/J-Kurve unter sich inhaltsgleich und gleich dem n ten Teil der über der Bogenlänge liegenden 1/J-Fläche werden. Es muß also

$$\Delta s \frac{1}{J} = \frac{i}{n} H \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5$$

sein, und man hat, um Gl. (5) zu befriedigen, nur die Endordinate i der Integralkurve in n gleiche Teile zu teilen und die diesen Teilen i/n entsprechenden Punkte der 1/J-Kurve aufzusuchen (in Abb. 3 mit römischen Ziffern bezeichnet), deren Abszissen die gewünschte Bogenteilung nach gleichen elastischen Gewichten liefern.

Die Konstruktion der Integralkurve mit Hilfe eines Seilpolygons, dessen Seilstrahlen durch die Randordinaten der

Flächenelemente $\Delta s_k \frac{1}{J}$ gehen, ist aus Abb. 3 leicht zu ersehen. Da z. B. im Flächenelement über Δs_k die Strecken oq und OQ parallel sind, folgt aus der Ähnlichkeit der Dreiecke orq und ORQ:

$$or : rq = OR : RQ$$

oder $$\Delta s_k : \Delta i = H : \frac{1}{J}$$

wonach $$\Delta s_k \frac{1}{J} = H \Delta i \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (6$$

folgt.

Durch Gl. (6) ist aber Δi als Differential der Ordinate der zur Integrationsbasis H gehörigen Integralkurve gekennzeichnet.

Der ansich willkürliche Pol O ist für die Integration im Koordinatenursprung gewählt, um möglichst kleine Parallelverschiebungen beim Ziehen der Seilstrahlen und dadurch möglichst kleine Fehler zu erhalten. Je kleiner man die Integrationsbasis H wählt, um so steiler verläuft die Integralkurve. Ob man die Bogenelemente Δs_0 gleich oder ungleich lang wählt, spielt für die Konstruktion der Integralkurve keine Rolle.

Als Anwendungsbeispiel ist in den Abb. 2 und 3 die Teilung der Hälfte eines Eisenbetonbogens von 24 m Stützweite und 3,68 m Pfeilhöhe nach meinem Verfahren gezeigt. Nach einer Vorberechnung auf Grund der Tolkmittschen Formeln ergeben sich für 0,5 m Überfüllungshöhe im Scheitel und eine Verkehrslast von 800 kg/m bei 40 kg/cm² zulässiger Beanspruchung folgende Bogenstärken h und Trägheitsmomente für 1 m Gewölbetiefe in den Punkten 0 bis 10, welche einer Teilung [...] 10 gleiche Bogenelemente Δs_0 entsprechen:

Punkt	h (m)	J (m^4/m)	1/J (m^{-4}/m)
0	0,360	0,003 89	257,5
1	0,3605	0,003 90	256,5
2	0,363	0,003 99	251,0
3	0,366	0,004 09	244,5
4	0,371	0,004 26	235,0
5	0,378	0,004 50	222,5
6	0,386	0,004 80	208,5
7	0,396	0,005 18	193,0
8	0,408	0,005 66	176,5
9	0,423	0,006 31	158,5
10	0,440	0,007 10	140,8

Hiernach ist die 1/J-Kurve gezeichnet. Die Teilung d[er] Endordinate AC = i in n (10) gleiche Teile geschieht durch d[ie] Strecke AB, welche n (10) Einheiten mißt. An Stelle der Wer[te] 1/J können natürlich auch multiple Größen wie z. B. l/h^3 au[f]getragen werden, da der Maßstab der 1/J-Kurve keine Rol[le] spielt.

Die Genauigkeit meines Verfahrens entspricht derjenige[n] der Konstruktion eines Seilpolygons, ist also entsprechend de[m] Einfluß, den die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente b[ei] der Bestimmung der Überzähligen ausübt, immer genügend.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Maschinelle Entrostung von Eisenbauten.

Die Einführung der Preßluft hat, wie auf vielen anderen Gebieten der Technik, auch im Baubetriebe durchgreifende Änderungen der Arbeitsverfahren gebracht. Der Ersatz der mühseligen Handarbeit durch moderne Maschinen und Werkzeuge hat eine Vervielfachung der Leistungen in Bruchteilen der früher aufgewandten Zeit bewirkt, welche die verhältnismäßig mühelose Lösung von Aufgaben gestatten, an die früher nicht zu denken war. Die Sandstrahlgebläse sind in der Industrie unerläßliche Hilfsmittel geworden, auf deren neueste Verwendung und Drucklufterzeugung im folgenden näher eingegangen werden soll.

In jeder größeren zeitgemäß eingerichteten Gießerei werden die Gußstücke schnell und sauber mittels Sandstrahlgebläse geputzt. In den Verzinkereien und Vernickelungsanstalten reinigt man die mit einem metallischen Überzug zu versehenden Teile weit schneller und sauberer durch den Sandstrahl, als es bisher in dem ungesunden und kostspieligen Säurebade möglich war. Feilen werden mit dem Sandstrahl gereinigt und geschärft, Zinkdruckplatten werden gekörnt, Ofenkacheln mit Verzierungen versehen und Bleche geputzt. Alle Bauwerke aus Eisenkonstruktion, die den Witterungseinflüssen oder Rauchgasen, wie z. B. bei niedrigen Überführungen bei Eisenbahnen, ausgesetzt sind und deshalb zweckmäßig mit einem möglichst dauerhaften Rostschutz, wie Mennig-, Leinöl- usw. Anstriche versehen werden müssen, weisen im Laufe der Zeit eine mehr oder weniger starke Rostbildung auf, deren bisher übliche aber niemals ausreichende Reinigung durch Spachtel und Stahldrahtbürste sehr teuer wurde. Neuerdings reinigt man sogar die größten Eisenbaukonstruktionen (Brücken, Hallen u. dergl.) und ganze Wandflächen, wie Schiff[s]rümpfe, wirtschaftlich am besten mit Sandstrahlgebläsen. Alle Anstrich[e] mit Teer oder Teerlack, die sich beim Aufprallen des Sandstrahl[s] erwärmen, weich und klebrig werden und daher nur wenig Widerstan[d] bieten, lassen sich bei längerer Einwirkung des Sandstrahles gründlic[h] entfernen. Diese Reinigung ist dem Beizverfahren mittels Benzin ode[r] Benzol vorzuziehen, bei dem Risse nicht gründlich genug gereinig[t] werden, so daß die zurückgebliebenen Benzol- und Teerreste schädlic[h] auf den Neuanstrich wirken müssen, der mit demselben Preßlufterzeuger durch eine Strahldüse aufgetragen wird.

Abb. 2.

Abb. 1.

Bei all diesen neuen Anwendungsgebieten des Sandstrahlgebläse[s] wird der zu bearbeitende Gegenstand einem Gemisch von Sand un[d] Preßluft ausgesetzt. In wenigen Minuten erhalten Eisen, Stahl un[d] andere Metalle, je nach der Beschaffenheit des Sandes, eine feiner[e] oder gröbere Körnung, so daß Öl und Farben gut haften. Ganz all[ge]mein kann man sagen, daß die Einwirkung des Sandstrahles u[m] so kräftiger ist, je härter und dichter das betr. Material und je größe[r]

die Geschwindigkeit ist, mit welcher der Sand auf das Arbeitsstück auftrifft. Bemerkenswert dabei ist, daß der Sand nicht härter zu sein braucht als der zu bearbeitende Gegenstand. Gehärteter Stahl wird ohne weiteres durch gewöhnlichen Quarzsand angegriffen.

Von den drei heute benutzten Ausführungsformen der Sandstrahlgebläse — Vakuum-, Saug- und Druck-Sandstrahlgebläse — haben sich die beiden ersteren hauptsächlich in der Glasindustrie eingeführt. Dagegen nimmt in der Metallindustrie die Anwendung des Drucksandstrahlgebläses fortwährend zu, bei dem der Sandbehälter unter Druck gesetzt wird und die Preßluft den Sand auf ihrem Wege vorfindet. Auf diese Weise werden zwei Vorteile von außerordentlicher Wichtigkeit gleichzeitig erzielt. Einmal braucht die Preßluft den Sand nicht anzusaugen, kann also voll ausgenutzt werden, um ihm die erforderliche Beschleunigung zu erteilen, und zweitens genügt ein Zufuhrschlauch, indem das Gemisch aus Luft und Sand beliebig weit geleitet werden kann, bevor es durch eine Düse gegen das Arbeitsstück geschleudert wird. Ausgezeichnete Dienste leistet dieses Freistrahlgebläse beim Reinigen von großen Eisenkonstruktionen, Eisenbahnbrücken, Lokomotiv- und Schiffskörpern usw. Da es dabei häufig seinen Standort wechseln muß, hat man es fahrbar angeordnet und betreibt es mit einem geeigneten Motor, der auf demselben Wagen befestigt ist.

Eine solche Anlage besteht, wie das Schema zeigt (Abb. 1), aus folgenden Hauptteilen:

1. dem Drucklufterzeuger b mit seinem Druckluftreiniger a und Windkessel c,
2. der Antriebsmaschine,
3. dem Sandstrahlapparat d mit seinen Luftleitungen f und Strahldüsen g.

Abb. 2. zeigt die Anlage auf einem Wagen für Pferdezug aufgebaut. Da die Baustellen oft weit auseinander liegen, ordnet man häufig die ganze Anlage auch auf einem Lastkraftwagen an (Abb. 3), auf dem außer dem Gehäuse zum Schutze der Maschinen für den Wächter ein Unterkunftraum vorgesehen ist, worin auch Werkzeuge aufbewahrt werden können.

Abb. 3.

Als vorteilhaftester Arbeitsdruck hat sich eine Pressung von 0,6 bis 1,1 at erwiesen; es kommen deswegen als Druckerzeuger hauptsächlich Kompressoren in Frage. Meistens verwendet man als Drucklufterzeuger einen kleinen Demag-Rotationskompressor, der mittels Riementriebes von dem Fahrmotor des Lastwagens angetrieben wird (System Kreutz). In der Regel dient ein Benzol- oder Elektromotor zum Antrieb. Die Anordnung einer solchen Anlage ist im allgemeinen so gedrungen gehalten, daß sie nicht nur auf einem flachen Eisenbahnwagen genügend Platz findet, sondern auch stirnseitig in den Wagen geschoben werden kann.

Bei Anwendung eines Kolbenkompressors wäre ein Vorgelege erforderlich, denn derartige Kompressoren müssen infolge ihrer hin- und herschwindenden Massen viel langsamer laufen und verlangen ein schweres Fundament, um erschütterungsfrei zu arbeiten. Die neuen Rotationskompressoren dagegen arbeiten vollständig erschütterungsfrei, so daß die Anlage, wie z. B. bei den Arbeiten an der Müngstener Brücke, der höchsten Eisenbahnbrücke Deutschlands, sogar auf dem Untersuchungswagen des Hauptträgers aufgestellt werden konnte.

Die Arbeitsweise der Rotationskompressoren (Bauart Demag) ist folgende:

In einem zylindrischen Gehäuse (Abb. 4) dreht sich ein exzentrisch gelagerter Läufer a aus Gußeisen, in dessen radialen Einschnitten dünne Stahlschieber b gleiten, welche durch Zentrifugalkraft nach außen geschleudert werden. Sobald man den Kompressor in Bewegung setzt, wird aus dem Stutzen c Luft oder Gas angesaugt, welche zunächst in die größten Kammern des sichelförmigen Arbeitsraumes gelangt. Während der Weiterdrehung des Läufers a werden die Kammern kleiner, da die Schieber immer nach innen geschoben werden. Die dabei zusammengedrückte Luft verläßt den Kompressor durch den Stutzen d. Der Punkt e, bei dem der Läufer a in das Gehäuse eintritt, trennt die beiden Arbeitsseiten der Maschine, da sich dort stets mehrere Schieber befinden. Infolge des geringen Raumunterschiedes zwischen zwei benachbarten Kammern ist ihre Druckdifferenz sehr klein, so daß für ihre Abdichtung keine Schwierigkeiten entstehen. Um Wärmeausdehnungen zwischen feststehenden und laufenden Teilen zu vermeiden, und zur Aufnahme der Fliehkräfte sowie Verringerung der Abnutzung der Stahlschieber in der Zylinderwand, werden die Stahlschieber in Ringen, die in Aussparungen der Gehäusewand mit Spiel senkrecht zur Achse mitlaufen, geführt. Beim Vorbeistreichen der Schieber b werden auch die Laufringe f gedreht und nehmen die Zentrifugalkräfte der Schieber auf. Das Gehäuse b dient zur Führung. Die Laufringe f werden gegen die Ausdrehung im Gehäuse ebenfalls durch Schieberbleche abgedichtet, die in Längsschlitzen der Ringe f gleiten. Infolge der bei jeder Umdrehung nur geringen Verschiebung der Arbeitsschieber auf den Laufringen ist die Reibung sehr gering. Bei dieser Anordnung ist bemerkenswert, daß die Leistung sich proportional der Drehzahl steigert und daß gleichzeitig die Undichtigkeitsverluste im Verhältnis zur Gesamtleistung geringer werden. Bei den Rotationskompressoren ist die Raumausnutzung bedeutend günstiger; zugleich beanspruchen die Fundamente der rotierenden Maschinen eine geringere Tiefe und einen kleineren Umfang.

Abb. 4.

Die Rotationskompressoren lassen sich in ihrer Wirkung auch umkehren. Durch Einführung von Preßluft in den Druckstutzen d kann man sie zum Antrieb von anderen Maschinen als Motoren, d. h. also als Kraftmaschinen benutzen.

Die angesaugte Luft (Abb. 1) wird in einem Filter a von Staub und Unreinigkeiten befreit, im Kompressor b auf 3 at gepreßt und dem unter dem Wagen angeordneten Windkessel c zugeführt. Ein einfaches Mittel, Feuchtigkeit aus der Druckluft zu entfernen, besteht darin, daß man hinter dem Kompressor einen Behälter c aufstellt, in den das vom Kompressor kommende Rohr führt, während die Luft aus dem Gefäß an einer Stelle wieder austritt, die möglichst weit von der Eintrittsöffnung entfernt ist. Verwendet man nicht genug Sorgfalt auf das Entfernen von Feuchtigkeit, so kommt es im Winter vor,

daß die Leitung einfriert. Von hier aus gelangt die komprimierte Luft zum Mischventil e des Sandtrichters d, wo sie sich mit dem groben scharfkantigen Quarzsande mischt, den sie durch die Schlauchleitungen f und Düsen g auf den zu reinigenden Körper schleudert.

Bei der Reinigung stärker verrosteter Eisenteile empfiehlt es sich, nicht mehr als zwei Düsen zu gleicher Zeit zu benutzen. Die Düsen haben gewöhnlich eine Öffnung von 10 mm Durchmesser und erhalten wegen der starken Abnutzung durch die Schleifwirkung des Sandes

Abb. 5. Sandstrahlgebläse auf einem Bahnsteig in Frankfurt a. M.

Abb. 6. Entrosten einer Eisenbahnbrücke in Solingen.

auswechselbare Mundstücke. Gewöhnlich wird mit zwei bis drei Strahldüsen gearbeitet, nur bei ganz dicken Rostschichten schließt man alle, bis auf eine Düse, wodurch der volle Druck von 3 at gegen 1 at bei Anwendung von drei Düsen wirken kann.

Obwohl Rostschichten jeder Dicke schnell entfernt werden, ist dennoch kein übermäßiger Angriff der Eisenteile zu befürchten. Dringt der Sandstrahl, was zuweilen geschieht, durch die Wandung des Trägers wie z. B. bei der Viktoriastraßen-Brücke bei Bonn, so kann dies nur als Warnung dienen, daß die Querschnittverminderung durch Rost zu weit vorgeschritten war. In solchen Fällen wäre das Bauwerk sowieso zu erneuern oder auszubessern.

Der Wirkungsbereich der Anlage ist so groß, daß bei den Arbeiten an der Bahnhofhalle in Frankfurt a. M. noch in 20 m Höhe vom Flur mit einem Druck von 2,7 at gearbeitet werden konnte.

Bei dem geringen Gewicht der Düsen von nur 2 kg ermüdet der Arbeiter bei ihrer Handhabung nur wenig, zumal er als Schutz gegen die umherfliegenden Sand- und Rostteile nur eine leichte Tuchhaube mit Schutzbrille zu tragen braucht. Die hohe Leistung dieser Sandstrahlgebläse geht aus folgenden Erfahrungszahlen hervor: 200 m² lassen sich in achtstündiger Schicht reinigen gegen nur 16 m² bei Handarbeit.

Bemerkenswert ist die Kühlvorrichtung für das Kühlwasser von Kompressor und Motor. Sie besteht aus 2 leichten gewöhnlichen Lamellenkühlern mit Ventilatoren, die so wirksam sind, daß sie selbst im Sommer den größten Anforderungen genügen.

Wegen dieser Eigenschaften eignet sich die Anlage besonders für den Eisenbahnbetrieb und die von der Demag nach dem System Kreutz ausgeführten Kompressoranlagen wurden auch zum Entrosten folgender Bauwerke verwandt: Müngstener Eisenbahnbrücke, Bahnsteighallen des Frankfurter Hauptbahnhofes (Abb. 5), Fernbahnüberbrückung beim Lehrter Bahnhof in Berlin, Eisenbahnüberbrückung bei Höchst a. M., Viktoriastraßen-Brücke in Bonn, Eisenbahnbrücke in Solingen (Abb. 6). Alle diese Arbeiten wurden in sehr kurzer Zeit und mit verhältnismäßig geringen Kosten durchgeführt.

Nach Entfernung des alten Ölanstriches empfiehlt es sich, unmittelbar nach der Bearbeitung, die frische Farbe aufzutragen, damit die gereinigten Flächen nicht feucht werden und Rost ansetze[n]. Um daher den neuen Anstrich mit der erforderlichen Schnelligkeit aufzu[-] tragen, benutzt man auch hierzu die einmal zur Verfügung stehend[e] Druckluft. Sogar bei starkem Wind werden nur wenige Tropfen a[uf] den Boden gespritzt. Auch solche Teile der Eisenkonstruktion, d[ie] für den Pinsel schwer zugänglich sind, werden durch eine Druckluf[t-] spritze völlig mit Farbe gedeckt.

Unzweifelhaft ist in den letzten 30 Jahren, seitdem Tilghma[n] die Wirkung des Sandstrahles zum erstenmal für die Technik nutzb[ar] machte, außerordentlich viel erreicht worden. Die dringendste Au[f-] gabe wird es sein, den schlimmsten Feind der Sandstrahlgeblä[se], den Staub, zu bekämpfen, und auch hier sind bereits bedeuten[de] Erfolge erzielt worden.

Eine moderne Bekohlungsanlage in Eisenbeton.

Ausführungen der Fa. Schäffer & Co., A.-G., Duisburg u. Breme[n].
Von Regierungsbaumeister R. H. Winter.

Die unter gleichem Titel in Sonderheft 4 gegebene Abhandlu[ng] über eine Bekohlungsanlage in Frankfurt a. Oder gibt in ihrem Schlu[ß-] satz die Mitteilung, daß die beschriebene Anlage die erste ihrer A[rt] sei und eine neue Anwendungsmöglichkeit des Eisenbetons gezei[gt] habe. Diese Angabe kann nicht unwidersprochen bleiben, da von d[er]

Abb. 1. Bekohlungsanlage auf Bahnhof Hamm.

Firma Schäffer & Co. A.-G., Duisburg und Bremen, bereits seit de[m] Jahre 1914 die Ausführung von Bekohlungsanlagen für die Reichsbah[n] unter Verwendung von Eisenbetonkonstruktionen erfolgt ist.

Die erste Ausführung dieser Art ist ein Kohlenbunker auf de[m] Rangierbahnhof Wedau bei Duisburg, welcher mit 5 Bunkertasche[n] zur Beschickung von Lokomotiven ausgestattet ist und in seiner Quer[-]

schnittform schon dieselben Grundzüge hat, wie die späterhin von der gleichen Firma im Direktionsbezirk Essen ausgeführten Bekohlungsanlagen. Von diesen Anlagen seien die folgenden genannt:

1918—1921 Bahnhof Hamm, Kohlenbunker, Schlackengruben und Besandungsanlagen,

1921—1925 in gleicher Weise ausgestattete Anlagen in Dortmund-Süd, Langendreer und Recklinghausen,

1923—1924 Bekohlungsanlage Dillenburg im Direktionsbezirk Frankfurt a. Main.

Die Abb. 1 zeigt einen Teil der in Hamm ausgeführten Bekohlungsanlage, und zwar vom rechten Bildrand beginnend, den Kohlenbansen mit Eisenbetonwänden, anschließend den Sandbansen, an den sich die Sandtrockenanlage anlehnt, in welcher aus einem Hochbunker der nasse Sand durch einen Trockenofen rieselt, um dann in einem tiefliegenden Trockensandbehälter aufgenommen zu werden. Aus diesem wird er durch Greiferkran periodisch in den nachher erwähnten Sandbunker geladen, der mittels besonderer Entnahmerohre die Sandkästen der unter dem Bunker durchfahrenden Lokomotiven füllt. An die Sandtrockenanlage schließt sich im Bilde dann der Kohlenbunker auf 6 Stützen an. Er dient zur Bekohlung der Lokomotiven, die auf dem hinter der Anlage entlangführenden Lokgleis durchfahren. Die Öffnung der Bunkerverschlüsse erfolgt durch das Lokpersonal. Auf den Kohlenbunker, vor dem ein weiterer Kohlenbansen liegt, folgt im Bilde der auf 2 Stützen stehende Sandbunker, dessen Zweck bereits erläutert wurde. Zwischen Kohlenbansen und Sandbunker liegt das Gleis des Kranes, für den ein besonderer Schleifleitungskanal angeordnet ist. Die zur Anlage gehörigen Entschlackungsgruben sind in dem Bilde nicht sichtbar; sie ähneln der im Sonderheft 4, Abb. 1, dargestellten Grube mit dem konstruktiven Unterschied, daß der dort in Eisenkonstruktion durchgebildete Balken für die eine Schiene des Lokgleises zusammen mit den stützenden Pfeilern in Eisenbeton ausgeführt ist. Zum Schutze gegen die Einwirkung der Hitze ist eine feuerfeste Verkleidung vorgesehen, die nach einem Spezialverfahren im Eisenbeton verankert ist.

Abb. 2 zeigt die modernere Anlage auf Bahnhof Dortmund-Süd, bei der in den Kohlenbansen eine Pfeilerbahn hineingeführt ist, welche einmal als Gleis für die Kohlenzüge dient, welche die Kohlen zur Füllung des Bansens anbringen. Die Züge bestehen aus Selbstentladewagen von je 50 t Inhalt, so daß die Entladung in kürzester Zeit und ohne besonderen Arbeitsaufwand erfolgen kann. Weiter dient die Pfeilerbahn zur Aufnahme des Greiferkranes, mit dem die in der Mitte der Abb. sichtbaren Kohlenbunker beschickt, bzw. die Lokomotiven unmittelbar bekohlt werden können. Die für den Kranbetrieb erforderlichen Schleifleitungen sind zwischen den Schienen der Pfeilerbahn der trogartigen Tragkonstruktion untergebracht.

Abb. 2. Bekohlungsanlage auf Bahnhof Dortmund-Süd.

Die Hammer Anlage, die 1917 bei der Eisenbahndirektion Essen von Herrn Oberregierungsrat Borghaus unter Mitarbeit der Firma Schäffer & Co. A.-G. für den baulichen Teil entworfen wurde, stellt eine Musteranlage für moderne Lokomotivbekohlung dar, die für die Ausbildung der meisten in den letzten Jahren im ganzen Reiche gebauten Bekohlungsanlagen der Reichsbahn vorbildlich gewesen ist. Die Pläne der Hammer Anlage sind von der Direktion Essen mehrfach an auswärtige Direktionen abgegeben worden, die dann in Anlehnung daran die Durchbildung von Bekohlungsanlagen in ihrem Bezirk vornahmen.

Zuschrift zur „Berechnung eines Freistabes auf Biegung in der Ebene".

Im Heft 2 des Bauingenieur ist eine interessante, wenn auch etwas beschwerlich zu lesende Mitteilung eines Herrn Pogorschelski erschienen betr. „Berechnung eines Freistabes auf Biegung in der Ebene". Da diese Ableitung nun offensichtlich logisch nicht einwandfrei ist oder zum mindesten eine für den Wert der Formel ausschlaggebende und darin notwendigerweise enthaltene Annahme nicht erwähnt wird, möchte ich im folgenden kurz darauf zurückkommen. Ich beschränke mich dabei auf den Knickfall, der ja auch in jenem Artikel hauptsächlich behandelt wird.

Um den Gedankengang des Verfassers wiederzugeben, haben wir folgendes: Der an beiden Enden drehbar gelagerte Stab wird zuerst durch eine sinusförmige Querbelastung beansprucht und erleidet demgemäß eine sinusförmige Durchbiegung; darauf ersetzen wir den $\frac{P}{P_k}$-ten Teil dieser Querlast durch eine Längskraft P, welche dieselben Momente und Durchbiegungen erzeugt wie der Teil der Querbelastung, den sie ersetzt, wobei $P_k = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$. Bleibt aber ein Rest, $\left(1 - \frac{P}{P_k}\right)$-mal die ursprüngliche Last, den der Verfasser im Falle der zusammengesetzten Beanspruchung im Restmomente m verschwinden läßt; hier wird er aber gänzlich vernachlässigt und das Resultat ist folgendes: Der gebogene Stab ist durch eine Längskraft P, die kleiner ist als die klassische Knickkraft Eulers, belastet, sonst nichts; er wird daher unweigerlich und ohne Rücksicht auf vorherige elastische Verbiegungszustände in die Gerade zurückkehren — immerhin vorausgesetzt, daß die Achse im spannungslosen Zustande gerade ist. — Und hier liegt nun eben diese verschleierte Annahme, nämlich, die abgeleitete Gleichung ist dann und nur dann richtig und möglich, wenn der Stab im spannungslosen Zustande eine sinusförmig gekrümmte Achse aufweist, deren Ordinaten das $\left(1 - \frac{P}{P_k}\right)$-fache der entsprechenden Durchbiegung im Endzustand unter der Last P sind. Diese sich aus der ganzen Entwicklung des Herrn P. notwendigerweise ergebende, theoretisch aber durch nichts gerechtfertigte Voraussetzung beeinträchtigt den Wert der anscheinend unbewußt darauf aufgebauten Formel beträchtlich.

Damit erklärt sich auch die auffallende formelle Übereinstimmung mit der dort angeführten amerikanischen Formel. Diese gründet sich nämlich auf die Spannungsformel eines gekrümmten Stabes unter einer Längslast, wobei für diese Krümmung oder anfängliche Exzentrizität ein Wert $a \frac{l^2}{b}$, angenommen und der Koeffizient a so gewählt wird, daß eine möglichst gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt wird. Daß diese teilweise empirische Formel und die „theoretische" mit der mysteriösen Exzentrizität auch zahlenmäßig ziemlich gut übereinstimmen, ist nicht verwunderlich, da beide neben der formellen Ähnlichkeit auch ähnliche Grenzwerte aufweisen müssen, nämlich einerseits die zulässige Druckspannung, anderseits die zulässige Spannung für elastisches Knicken nach der Eulerhyperbel.

Nach alledem liegt es mir fern, das Grundprinzip der bemängelten Ausführung herabsetzen zu wollen, nämlich die Ersetzung einer sinusförmigen Querbelastung durch eine für Durchbiegung und Momente gleichwertige Längskraft, und umgekehrt.

Um die Nützlichkeit dieses Prinzipes kurz zu beleuchten, sei mir gestattet, im folgenden eine einfache Ableitung der Knickkraft des elastisch gestützten Stabes vorzubringen.

Abb. 1.

Gegeben sei ein an beiden Enden gelenkig gelagerter und durch eine Längskraft beanspruchter Stab, der ferner auf die ganze Länge derart gestützt ist, daß jeder Verschiebung in der Knickebene eine derselben proportionale Reaktion entspricht; ein Fall, welcher z. B. beim individuellen Ausknicken von Druckgurten in zusammengesetzten Querschnitten in Frage kommt.

Die Knicklinie sei sinusförmig, was streng richtig, solange $dl = dx$. Dann bestehen folgende Gleichungen:

$$y = p_0 \frac{l^4}{\pi^4 EI} \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right),$$

$$m = -p_0 \frac{l^2}{\pi^2}\left[\sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)\right],$$

$$p = p_0 \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right),$$

wobei p_0 der Größtwert einer sinusförmigen Querbelastung p pro Längeneinheit darstellt, die dieselben Durchbiegungen und Momente erzeugt wie eine gewisse Längskraft.

Auf den zu betrachtenden Durchbiegungszustand wenden wir das Prinzip von Vianello an, das kurz folgendermaßen lautet:

Man nimmt eine mögliche Knicklinie A an und findet die tatsächliche Biegungslinie B, die unter den dabei auftretenden Beanspruchungen entsteht; das Verhältnis der Ordinaten entsprechender Punkte der Linien A und B ist die Knicksicherheit unter der gegebenen Last P.

Als Biegungslinie A nehmen wir nun eine Sinuslinie mit d[er] maximalen Durchbiegung $y = 1$ an, und die Aufgabe besteht dar[in,] die Ordinate dieses Punktes in der Linie B zu bestimmen. Die M[o]mentengleichung ergibt nun:

$$-m_0 = p_0 \frac{l^2}{\pi^2} = P \cdot 1$$

oder die für unsere Betrachtung der Längskraft P gleichwert[ige] Querbelastung hat den Höchstwert:

$$p_0 = P \frac{\pi^2}{l^2}.$$

Daneben existiert aber eine ebenfalls sinusförmig vertei[lte] elastische Reaktion mit dem Maximalwert p_0', der eine charakteris[ti]sche Konstante des betreffenden Systems darstellt, nämlich die elas[ti]sche Reaktion pro Längeneinheit, pro Einheit der Verschiebung.

Die Biegungslinie B nimmt nun folgende Form an:

$$y' = (p_0 - p_0') \frac{l^4}{\pi^4 EI} \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

oder die maximale Durchbiegung, nach Einsetzen des Wertes für [p_0]

$$y_0' = \frac{l^4}{\pi^4 EI}\left(P \frac{\pi^2}{l^2} - p_0'\right).$$

Somit ist die Knicksicherheit:

$$n = \frac{EI \frac{\pi^2}{l^2}}{P - \frac{l^2}{\pi^2} p_0'}$$

und die Knickkraft, wofür $n = 1$:

$$P_k = EI \frac{\pi^2}{l^2} + p_0' \frac{l^2}{\pi^2}.$$

Arnold Escher, Entwerfender Ingenieur, Bridge Dep[t.] N. C. State Highway Comm. Raleigh N. C.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Das Baugewerbe und die deutsche Wirtschaft.

Die Lage der Wirtschaft zeichnet sich in ihrer Ausgestaltung und in ihren Folgen jetzt schärfer ab. Die Handelsbilanz war auch im Monat April passiv und, wenn auch die Gesamtzahl der Passivität sich gegenüber dem Vormonat nur wenig geändert hat, so zeigt doch die Entwicklung der Zahlen eine wenig günstige Richtung. Einfuhr und Ausfuhr zeigen sich für die ersten Monate dieses Jahres mit folgenden Zahlen:

	Einfuhr	Ausfuhr	Einfuhrüberschuß
Januar	1372,1	697,4	674,1
Februar	1124,7	631,4	493,3
März	1110,7	711,7	399,0
April	1080,9	672,4	408,5
			1974,9

Demgegenüber betrug der gesamte Einfuhrüberschuß 1924 2,6 Goldmilliarden. Der Monat April zeigt also eine geringe Zunahme des Einfuhrüberschusses, aber vor allem auch eine erhebliche Abnahme der Ausfuhr; die Einfuhrverminderung entfällt im wesentlichen auf Rohstoffe (28,7), der Ausfuhrrückgang auf Lebensmittel und Getränke (8), Rohstoffe und halbfertige Waren (9) und fertige Waren (22).

Auch die Betrachtung der Reichsbankausweise ergibt in ihrer Verringerung der Differenz zwischen Geldumlauf und Kreditbeanspruchung die Passivität der Devisenbilanz der Reichsbank und damit der Wirtschaft:

	28. 2.	31. 3.	30. 4.
Staatliche Beanspruchung	1829,9	1831,2	1929,0
Private Beanspruchung	1546,3	1652,0	1719,6
	3376,2	3483,2	3548,6
Geldumlauf	4390,7	4478,6	4503,1
Differenz	1014,5	995,4	954,5

Zu beachten ist, daß diese Zahlen begreiflicherweise nic[ht] allein von dem Ergebnis der Handelsbilanz, sondern auch v[on] ausländischen Krediten usw. beeinflußt sind. Die Hoffnun[g,] daß die Passivität der Handelsbilanz 1924 durch besonde[re] Verhältnisse — Auffüllung von Lägern, handelspolitische G[e]bundenheit usw. — abnorm groß sei, hat also getrogen. D[ie] Passivität ist gestiegen. Zwar ist anzunehmen, daß durch d[as] Versagen der ausländischen Kredite die Einfuhr weiterh[in] zurückgehen wird, die wirtschaftliche Lage im Innern aber wir[d] durch ihre Verminderung der Wettbewerbsfähigkeit dem Au[s]lande gegenüber auch die Ausfuhr sich nicht so entwicke[ln] lassen, daß sich der Ausfuhrüberschuß ergibt, den wir habe[n] müssen, wenn wir bestehen wollen.

Bezeichnend in dieser Beziehung sind auch die Au[s]führungen Lloyd Georges Anfang Mai in verschiedenen europ[ä]ischen Blättern und des früheren Mitglieds der wirtschaftlich[en] Abteilung der französischen Botschaft in Berlin, Maquenn[e] im „Eclair“: „Wenn Deutschland keine Absatzgebiete i[m] Ausland finden kann, wird es seine wirtschaftlichen Schuld[en] nicht bezahlen können und die Folge davon wird sein, da[ß] seine Kredite eingeschränkt werden, daß es seine Fabrike[n] schließen muß und daß seine Finanzen abermals, und diesm[al] vielleicht endgültig, zusammenbrechen werden.“ Die deutsch[e] Ausfuhr habe im abgelaufenen Jahr 6,5 Milliarden betrage[n] gegen 10 Milliarden im Jahre 1913 und sie müßte sich ungefä[hr] auf das Dreifache vergrößern, um der deutschen Regierung z[u] erlauben, die Jahresleistungen aus dem Dawes-Plan und ih[re] wirtschaftlichen Verpflichtungen zu erfüllen. Und Bradbu[ry] äußerte sich am 27. 5. zur Frage der internationalen Schulde[n,] daß er 50 vH der Dawes-Zahlungen für realisierbar halte. D[ie] Zahlung der Auslandsschulden bedeute Überschuß der Produk[tion]

tion über den Verbrauch. Für Deutschland werde dieses Zuviel weniger durch die Entwicklung der Produktion, sondern durch Herabdrückung der Lebenshaltung und Verminderung des Verbrauchs erreicht werden. Es ist wichtig, sich diese Äußerungen des Auslandes vor Augen zu halten, insbesondere bei den schwierigen Verhandlungen über die Neugestaltung unserer wirtschaftlichen Beziehungen zum Ausland durch Handelsverträge.

In diesem Sinne gewinnt die am 19. 5. dem Reichsrat vorgelegte sogenannte „kleine" Zollvorlage besondere Bedeutung. Durch unsere handelspolitische Unfreiheit bis zum 10. 1. 1925 hatten die Zölle für uns ihre tiefe Bedeutung in bezug auf die allgemeine Wirtschafts- und Handelspolitik eingebüßt. Sie waren damit auch in ihrer Bedeutung für die Reichsfinanzen vollständig geschwunden. Während sich für das Jahr 1913 ein Anteil der Zölle an dem gesamten Steueraufkommen des Reiches von 45,5 vH ergab (neben 37,7 vH Verbrauchs- und Aufwandsteuern und 14,4 vH Verkehrssteuern) sanken die Anteile der Zölle 1924 auf nur noch 4,9 vH (neben 30,3 vH aus Einkommensteuern, 0,4 vH aus Erbschaftssteuern, 16,3 vH Verbrauchs- und Aufwandsteuern, 26,2 vH Umsatzsteuer, 9,8 vH Verkehrssteuer). Die neue Zollvorlage soll uns wirtschaftspolitisches Rüstzeug werden zum Schutze unserer heimischen Wirtschaft, insbesondere auch der Landwirtschaft (Intensivierung der Erzeugung, Verminderung der beträchtlichen Einfuhr an Lebensmitteln), zur Förderung der deutschen Ausfuhr und zur Stärkung der Reichsfinanzen. Insbesondere wird es notwendig sein, die handelspolitischen Schranken, welche nicht nur die „ehemals" feindlichen Staaten — siehe neuerdings wieder am 26. 5. die polnischen z. T. prohibitiv wirkenden Zollerhöhungen — sondern auch die neutralen Staaten z. T. uns gegenüber errichtet haben, abzubauen.

Die Beurteilung der Reichsfinanzen hat in den letzten Wochen durch die Verhandlungen des Reichstagsausschusses über den Haushalt eine wesentliche Klärung erfahren. Die vorläufigen Einnahmen des Reiches für 1924 aus Steuern betragen 7,312 Milliarden, davon gehen die Überweisungen an die Länder mit 2,629 ab, andererseits kommen die sonstigen Einzahlungen bei der Reichskasse hinzu, so daß das Reich über 5,157 Milliarden verfügen konnte. Davon wurden 4,266 für Verwaltung und Erfüllung des Friedensvertrages verbraucht, so daß ein Überschuß von 0,891 verblieb, der sich durch die Stützung der Goldanleihe auf 0,660 verminderte. Die Steuern ergaben 2,069 mehr als der Voranschlag. Da erwuchsen die Angriffe auf die Thesaurierungspolitik des Reichsfinanzministeriums und vor allem entstand daraus und aus den unzähligen Versprechungen der politischen Parteien in den Wahlkämpfen ein bunter Kranz von Anträgen in den Parlamenten, der ungeheuere finanzielle Mittel benötigte, um deren Deckung sich die Antragsteller nicht bemühten. In diese Bewilligungslust fegte die Rede des Reichsfinanzministers im Haushaltungsausschuß am 18. 5. wie ein reinigendes Gewitter hinein; er zeigte, daß die Annahme der Anträge jeden Ausgleich der Reichsfinanzen unmöglich machen würde, und der zur Prüfung der Frage eingesetzte Unterausschuß gab am 25. 5. bekannt, daß die Gefahr einer Störung des Gleichgewichts des Haushalts „außerordentlich nahe liegt". Alle Anträge, welche finanzielle Folgen für die Reichsfinanzen nach sich ziehen, werden nunmehr in einem Unterausschuß besonders geprüft und doch werden weiterhin zahlreiche Anträge auf Erhöhung von Ausgabeposten gestellt. Man kann sich des peinlichen Eindrucks nicht erwehren, daß man glaubt, nun der Wählerschaft halber um so ruhiger die entsprechenden Anträge stellen zu können, da man ja nicht zu besorgen braucht, selbst die Verantwortung für die Deckung tragen zu müssen, weil der Unterausschuß schon für die Erledigung der Sache durch Ablehnung sorgen werde.

Durch die Neuregelung der Steuergesetze hat das Reich den steuerlichen Teil seiner Einnahmen auf eine veränderte Grundlage gestellt. Die Würdigung der Steuergesetze in ihren Folgen für die Reichsfinanzen einerseits (Hinaufsetzung der steuerfreien Grenze bei der Einkommensteuer, niedrigerer Steuertarif, Veranlagung nach dem tatsächlichen Einkommen usw. usw.) in ihren Folgen für die Wirtschaft andererseits wird gesondert zu untersuchen sein. Hingewiesen sei darauf, daß ein Antrag, dem Unternehmer als Ersatz der Kosten für den Lohnsteuerabzug 1 vH der Steuersumme zu gewähren, im Steuerausschuß des Reichstags keine Annahme fand (28. 5.); die Reichsregierung betrachtete es als eine staatsbürgerliche Pflicht des Arbeitgebers, hier mitzuwirken.

Zu dem Finanzbedarf des Reichs kommt der ungeheure Finanzbedarf der Länder und Gemeinden. Insbesondere die Gemeinden wissen anscheinend nicht mehr, welche Pflichten auch ihnen der Wirtschaft gegenüber zustehen. Die Steuerbelastung durch die Länder betrug 1913/14 1,115 Milliarden, durch die Gemeinden und Kirchen 1,643 Milliarden. Nach den Ermittlungen des statistischen Amtes betrugen 1924/25 die Einnahmen der Länder und Gemeinden aus eigenen Steuern und Betriebsverwaltungen 3,274 Milliarden, an Überweisungen 2,764 Milliarden, zusammen 6,038 Milliarden gegen 2,758 im Jahre 1913, — und das bei einer Übernahme eines Teiles der Verwaltungstätigkeit auf das Reich. Der Unterschied ist wesentlich größer als für das Reich selbst (3,844 gegen 5,157). Dazu ist noch nicht berücksichtigt, was die Städte durch Abschreiben von Werten in privatkapitalistisch gestalteten Betrieben usw. dem Einblick entziehen und entzogen haben. Man sieht eine dauernd steigende Festlegung städtischer Gelder in wirschaftlichen Betrieben, in den eigentümlichsten Anlagen, und zwar aus den laufenden Einnahmen und Steuern, statt wie früher aus Anleihen. Die Finanznot, über welche der deutsche Städtetag klagte, mag vorhanden sein; solange aber die Städte reichliche Gelder für nur wenig oder erst auf lange Sicht produktive Anlagen übrig haben, die zudem ihrem Wirkungskreise häufig recht fern liegen, ist diese Finanznot mehr durch unnötige Ausgaben, als durch ungenügende Einnahmen verursacht. Der Reichswirtschaftsminister führte in seiner Etatrede (9. 5.) aus: „Die Kapitalknappheit in Deutschland sollte Anlaß bieten, daß bei jeder Investition und jeder Neueinrichtung von Anlagen auf das Genaueste deren Produktivität und Rentabilität geprüft wird. Leider lassen die neuerdings bekannt gewordenen Projekte großer öffentlicher Körperschaften Bedenken entstehen, daß diese Prüfung nicht immer und in jeder Hinsicht nach reinen wirtschaftlichen Grundsätzen vorgenommen wird."

Länder und Städte dürfen nicht einfach immer größere Überweisungen vom Reich verlangen, sie werden sich auch nicht darauf beschränken dürfen, von dem Zuschlagsrecht auf Reichssteuern ausgiebigen Gebrauch zu machen, sondern sie werden auf der Ausgabeseite ihres Haushalts beginnen müssen. Sie sind der Wohlfahrt der Bürger zu dienen berufen, nicht umgekehrt der Bürger berufen, des scheinbaren Glanzes einer Stadt halber zu verbluten.

Die ausländischen Kredite gehen weiterhin nur noch langsam und zögernd ein, was ja schon seit Anfang März nach der wirtschaftlichen Entwicklung in Amerika anzunehmen war. Die inländische Kapitalknappheit dauert unvermindert an, ja der Geldmarkt hat sich mit Monatsende wesentlich versteift.

Die wirtschaftliche Lage ist durch die Ergebnisse im Stinnes-Konzern, die Befürchtungen über Schwierigkeiten bei anderen Konzernen — Otto-Wolff-Konzern, Rombach-Buderus — und vor allem durch den katastrophalen Kurseinbruch vom 10. 6. grell beleuchtet. Kursverluste von 10 Goldprozent waren häufig; das Ausland gibt in großen Mengen Effekten ab. Nicht mit Unrecht hat der Reichsbankpräsident (7. 6.) darauf hingewiesen, wie die Schwierigkeiten bei den größten deutschen Unternehmungen endlich einmal dem Ausland, aber auch dem deutschen Volke die Augen öffnen müßten über die Tatsache, daß wir völlig verarmt sind. Man darf aber wohl auch sagen, daß die Behörden viel zu lange gewartet haben, um dem Volke energisch Aufklärung zu geben; es wurde viel zu wenig und

wenig klar über die schwere Lage der deutschen Wirtschaft gesprochen. Erst in den letzten Wochen gab man mehr Klarheit, unmittelbar bevor sich die schwierige Gestaltung bei den größten Betrieben schon auswirkte. Wir müssen erkennen, daß wir nicht mehr ausgeben dürfen, als wir erzeugen, wobei in den Ausgaben auch noch die Abgaben an den Feindbund enthalten sein müssen. Wir müssen darüber hinaus aber sparen, Kapital bilden und dürfen nicht alles verbrauchen, was wir einnehmen. Die Spareinlagen steigen zwar, aber die Zunahme ist in den letzten Monaten langsamer geworden; der erste rasche Anstieg war wohl mehr eine andersartige Anlage schon vorhandener Kapitalien (z. B. Umwandlung von Effekten), als eigentliches erspartes Kapital selbst. Die wirtschaftliche Entwicklung der kommenden Wochen wird zeigen, ob wir das Gebot der Stunde erkennen.

Auf dem Gebiete der Währung hat sich das bemerkenswerte Ereignis der Anpassung des engl. Pfund an die Gold-Parität ergeben. Besorgnissen für die deutsche Währung trat die Reichsbank am 24. 5. entgegen, indem sie darauf hinwies, daß die Preissteigerungen des deutschen Marktes im Zusammenhang mit Preissteigerungen auf dem Weltmarkt stehen, jedenfalls seien Kaufkraftänderungen von der Geldseite her nicht eingetreten. Die Stellung der Reichsbank sei so stark, daß sie Bedrohungen der Währung ohne weiteres entgegentreten könne. Diese Ausführungen betonen die Geldseite und es ist ja auch auf Grund unserer Währungsgesetze kein Zweifel darüber möglich, daß die Währung in ihrem äußeren Wert ohne weiteres wird aufrecht erhalten werden können. Daß sich Preissteigerungen im Innern ergeben haben, ist aus dem Stand des Lebenshaltungsindex gegenüber dem Vorjahre zu erkennen; Preis- und Lohnsteigerungen erzeugen aber, wenn sie in kurzen Zwischenräumen auftreten, auf dem Gebiete der Abwicklung von langfristigen Verträgen ohne weiteres dieselben Schwierigkeiten, welche sich in den vergangenen Jahren aus der Geldentwicklung ergeben haben. Daher das Zusammenwerfen dieser inneren Folgen von Preis- und Lohnsteigerungen mit der äußeren Inflation der Nachkriegsjahre. Doch ist es auf die Dauer auch nicht möglich, Preis- und Lohnsteigerungen zuzulassen; denn zur Aufrechterhaltung der Währung, ihrer äußeren und inneren Kaufkraft, muß die Reichsbank zu Maßnahmen greifen, welche die Lage der Unternehmungen auf das schwerste gefährden müssen. Solange es sich um einen Kampf um die Verteilung tatsächlich vorhandenen Einkommens handelt, besteht keine allgemeine Gefahr. Wird mehr verteilt, dann wird Substanz verzehrt (vgl. die vielbesprochene Denkschrift der Vereinigung der deutschen Arbeitgeberverbände vom 12. 5.).

Die Ereignisse in der wirtschaftlichen Entwicklung der letzten Woche zeigen, daß der Reinigungsprozeß der Wirtschaft noch nicht abgeschlossen ist. Während die Konkurse und Geschäftsaufsichten im April abgenommen hatten, zeigen sie in der ersten Mai-Hälfte wieder eine erhebliche Zunahme:

	Konkurse	Geschäftsaufsichten
März	776	309
April	687	223
1.—15. Mai	409	184

Auch die Zahl der Wechselproteste hat erheblich zugenommen (3292 in der Woche 11.—16. 5.).

Die Abschlüsse der Unternehmungen für 1924 zeigen in weitem Umfange Dividendenlosigkeit. Die Bilanzen der Unternehmungen werden wohl erst 1926 Klarheit über die tatsächliche Lage der Firmen geben, wenn sich die stillen Reserven im Feuer des wirtschaftlichen Kampfes erhalten haben. Firmen ohne diese Reserven werden im Wirtschaftskampf bald auf der Strecke bleiben, für die übrigen Firmen wird es sich darum handeln, bis zur Erzielung wirtschaftlich günstiger Ergebnisse durchzuhalten.

Der Umsatz ist, über die Umsatzsteuer berechnet, in den ersten Monaten dieses Jahres zwar wesentlich größer als 1924, immerhin hat sich schon im Februar und März ein Rückgang ergeben:

1924		1925	
Oktober	6,850 Milliarden	Januar	9,450 Milliard (Weihnachtsgesch
November	6,375 „	Februar	8,575 Milliard
Dezember	8,300 „	März	7,550 „

Die Wagengestellung bei der Reichsbahn ist wieder et zurückgegangen. Im Bergbau sind die Verhältnisse nach vor trostlos. Der Absatz der Kohlen ist schlecht. Arbei entlassungen und Stillegung unwirtschaftlich arbeiter Zechen sind die Folgen. Auch die schlesische Montanindus ist in sehr ungünstiger Lage. Lebenshaltungsindex, G handelsindex und Arbeitsmarkt sind ungefähr gleichgeblie

Die trügerischen Hoffnungen, die man in weiten Kre des Baugewerbes auf die Belebung der Bautätigkeit, besondere auf dem Gebiete des Wohnungsbaues setzte, ha sich bei weitem nicht erfüllt, wie vorauszusehen war. Die heblichen Lohnsteigerungen haben außerordentlich ungüns Folgen für die Baulust gehabt, das Beispiel der Einstell industrieller Bauten in Rheinland-Westfalen zeigt dies Auch die Baustoffpreise sind im Steigen. Der Bauindex Bergwerkszeitung schwankt für Ende Mai nach verschiede Orten zwischen 1,80 und 1,95 (Index der Bauwelt 27. Mai = 1,627); durch die Lohnsteigerungen ist er inzwis weiter gestiegen. Im Zusammenhang mit der an sich geri Zahl von Bauten erregt das in manchen Gegenden des Rei auftretende Bestreben Befremden, Bauten von Ländern Gemeinden in eigener Regie auszuführen. Mit zunehme Inanspruchnahme des Gewerbes zu Steuerlasten verein es sich schlecht, wenn dem Baugewerbe gleichzeitig die an nur noch gering verbliebene Betätigungsmöglichkeit ei schränkt wird.

Schäfe

Die wichtigsten Bestimmungen des Steuerüberleitungsgesetzes vom 29. Mai 1925.

Am 1. Juni ist das „Gesetz zur Überleitung der Einkommens und Körperschaftssteuer in das regelmäßige Veranlagungsverfah in Kraft getreten. In der Praxis hat es sich schon durch seine wirkung auf den Termin der Einkommensteuervorauszahlungen auf den Steuerabzug vom Arbeitslohn bemerkbar gemacht.

Die Aufgabe des Gesetzes lag darin, bis zur Herbeifüh normaler Verhältnisse mit dem Inkrafttreten des neuen Einkom steuergesetzes die Bestimmungen der 2. Steuernotverordnung eine mildere und den Verhältnissen des Steuerpflichtigen besse gepaßte, wenn auch noch nicht vollkommene Übergangsreg zu ersetzen. Die 2. Steuernotverordnung, auf die im Gesetz dauernd Bezug genommen wird, ist nicht etwa in ihren auf die kommensteuer bezüglichen Teilen unwirksam geworden, sonder wird durch das Überleitungsgesetz nur geändert.

Der Stoff des Gesetzes zerfällt in drei Abschnitte: 1. Festset der nächsten normalen Veranlagung, die die Dauer des Gesetze enden wird. 2. Abschluß der bisherigen Notregelung und 3. Be mungen für die Zeit bis zur regelmäßigen Veranlagung. Was ersten Abschnitt anbetrifft, so hat die Reichsregierung aller Hinweise der Wirtschaft auf die Notwendigkeit, das in d Steuernotverordnung gegebene Versprechen einer Veranlagung 1924 zu verwirklichen, es aus finanziellen, verwaltungs- und bewert technischen Gründen für unmöglich erklärt, eine solche Veranla durchzuführen. So findet denn die nächste Veranlagung erst fü Einkommen des Kalenderjahres 1925, also Anfang 1926 statt werden Steuerpflichtige, die nach einem vom Kalenderjahr abwei den Wirtschaftsjahr rechnen, das in der ersten Hälfte des Jahres endet, nach dem 30. Juni 1925 veranlagt. Bis zu diesem Zeitp laufen die Vorauszahlungen, wenn auch in gemilderter Form, w

Gerade die Bauindustrie wird diese Hinausschiebung der anlagung bei der schlechten Lage schwer treffen. Die Vorauszahlu wurden und werden bis zur Veranlagung nach dem Umsatz oder dem Betriebsvermögen, die beide kein entsprechendes Einkor eingebracht haben, bemessen. Eine Veranlagung für 1924 hätte seits die zuviel gezahlten Steuern zurückgegeben, andererseits die neuen Zahlungen für 1925 den Verhältnissen des Steuerpflich entsprechend gestaltet. Nach der Verabschiedung des Gesetzes nun nichts anderes übrig, als wenigstens die geringen Milder möglichkeiten der Vorauszahlungen, die es bringt, genau zu beac

Unter das Einkommensteuerjahr 1924, bzw. die im Jahre endenden Wirtschaftsjahre macht das Gesetz einen Schluß (2. Abschnitt). Die Einkommen- oder Körperschaftssteuers dieser Jahre soll durch die Vorauszahlungen abgegolten sein. Erhöhung der Steuerschuld findet nicht statt, wohl aber sind Steuerpflichtigen Möglichkeiten gegeben, eine Herabsetzung

Ablösungsbetrages seinen persönlichen oder wirtschaftlichen Verhältnissen entsprechend zu beantragen (§ 9). Als persönliche Verhältnisse, die einen solchen Herabsetzungsantrag begründen, zählt das Gesetz vor allem auf: außergewöhnliche Belastungen durch die Erziehung der Kinder, durch den Unterhalt dieser oder mittelloser Angehöriger, durch Krankheit, Körperverletzung, Verschuldung oder Unglücksfälle. Wichtig ist, daß als wirtschaftliche Verhältnisse „auch wesentliche Verluste in Betracht kommen, die sich beim Vermögensvergleich ergeben". Eine genauere und allgemeine Definition dieses Begriffes „wesentliche Verluste" hat die Regierung abgelehnt (die Volkspartei hatte beantragt, eine Herabsetzung zu gestatten, wenn 10% des Vermögens vom Dezember 1923 verloren sind). Ob „wesentliche Verluste" vorliegen, wird also nach den individuellen Verhältnissen des Steuerpflichtigen beurteilt werden. Ein Antrag auf Herabsetzung der Ablösung muß im Regelfall bis zum August d. J. gestellt werden. Hat ein Gewerbetreibender für das Steuerjahr 1924 Vorauszahlungen geleistet, ohne daß eine Entscheidung darüber ergangen ist, so kann er bis Ende Juli mit der Begründung, daß er nicht vorauszahlungspflichtig gewesen sei oder zu hohe Zahlungen geleistet hätte, eine anderweitige Festsetzung der Vorauszahlungen beantragen. Die Bestimmung will nochmals ein Rechtsmittel gewähren. „Zu hoch" durften Vorauszahlungen deshalb im Sinne dieser Vorschrift nur gewesen sein, wenn sie nach zu hohen Betriebseinnahmen oder zu hohem Vermögen oder nach einem zu hohen Satze geleistet sind. Es wird zur Begründung des Antrages nicht genügen, daß die geleisteten Vorauszahlungen dem geringen Einkommen nicht entsprochen hätten; für diesen Fall ist keine Milderungsmöglichkeit gegeben. Gegen den in diesem Falle ergehenden Bescheid ist das ordentliche Rechstmittelverfahren, also das Berufungsverfahren, nicht die Beschwerde, gegeben. Auch gegen eine vor dem 1. Juni unanfechtbar gewordene Entscheidung über Vorauszahlungen für 1924 ist bis Ende Juli das Berufungsverfahren gegeben.

Die Vorauszahlungen und den Steuerabzug für 1925 bis zur nächsten Veranlagung regelt der dritte Abschnitt. Die Vorauszahlungen sind jetzt vierteljährlich bis zum 10. Tage nach Ablauf des Vierteljahres zu entrichten; eine Vorauszahlung, die nicht mehr als 3 M im Vierteljahr betragen würde, ist außer beim Steuerabzug nicht zu entrichten. Gegen Entscheidungen über Vorauszahlungen ist wie bisher nur die Beschwerde zulässig.

Im Gegensatz zu den Bestimmungen über die Ablösung der Steuerschuld für 1924 ist bei den Vorauszahlungen für 1925 auch eine Erhöhung möglich, nämlich dann, wenn die Vorauszahlungen für das erste Halbjahr 1925 oder für die erste Hälfte eines nach dem 30. Juni 1925 endenden Wirtschaftsjahres hinter dem Betrage zurückbleiben, der nach der endgültigen Steuerregelung auf diesen Zeitraum voraussichtlich entfällt. Diese Bestimmung gibt zu der Befürchtung Anlaß, daß die Gewerbetreibenden vom Finanzamt gezwungen werden können, besondere Halbjahresbilanzen zu errichten, um die Feststellung zu ermöglichen, ob ein zur Heraufsetzung des Vorauszahlungsbetrages berechtigender Gewinn entstanden ist. Es kann ja auch eine Mehreinnahme im ersten durch einen Verlust im zweiten Halbjahr ausgeglichen werden. Gegen einen solchen erhöhenden Bescheid des Finanzamtes ist eine weitere Beschwerde an den Reichsfinanzhof nicht möglich.

Der Bestimmung über Erhöhung stehen verschiedene Milderungsmöglichkeiten gegenüber. Zunächst ist zu erwähnen, daß im Falle einer Herabsetzung des Ablösungsbetrages 1924 eine diesem herabgesetzten Betrage entsprechende Festsetzung der Höhe der Vorauszahlungen für 1925 besonders zu beantragen ist. Auch in diesem Fall ist weitere Rechtsbeschwerde gegen einen Entscheid nicht gegeben.

Ist ferner für die abgelaufenen vollen Vierteljahre des Jahres 1925 oder eines in der zweiten Hälfte 1925 endenden Wirtschaftsjahres aus der Buchführung ein Verlust oder so geringer Gewinn nachzuweisen, daß die Vorauszahlungen den Betrag übersteigen, der nach der endgültigen Steuerregelung oder mindestens nach dem Verbrauch für diese Vierteljahre zu zahlen ist, so sind auf Antrag die weiteren Vorauszahlungen für den Rest des Steuerjahres 1925 zinslos zu stunden. Erwerbsgesellschaften haben dann auch nicht die nach Artikel I § 12 der 2. Steuernotverordnung vorgeschriebene monatliche Mindestzahlung von ½ v. T. des Vermögens zu entrichten. Stellt sich jedoch später bei der Feststellung der endgültigen Einkommen- oder Körperschaftssteuer heraus, daß die Summe der Vorauszahlungen für 1925 in diesem Fall über 25 vH hinter der festgestellten Steuerschuld zurückbleibt, so haben die Steuerpflichtigen Verzugszuschläge zu den zu wenig bezahlten Steuern zu entrichten, wenn sie nicht ihre Schuldlosigkeit an der Minderleistung nachweisen können.

Für kleinere Gewerbetreibende, deren Einkommen 1925 wahrscheinlich nicht über 12000 RM hinausgehen wird, ist Ersatz einer Vergünstigung insofern gegeben, als das Finanzamt die Vorauszahlungen dem mutmaßlichen Einkommen 1925 entsprechend festsetzen kann und auf Antrag des Steuerpflichtigen nach Beibringung der erforderlichen Unterlagen festsetzen muß. Die Vorauszahlung ist in diesem Fall nach dem sonst nur für Einkommen aus freiem Beruf, Grund- oder Kapitalvermögen geltenden besonderen Tarif des § 21 des Gesetzes und nach Art. I § 7 A. 2. der 2. St.N.O. zu berechnen.

Für Erwerbsgesellschaften gilt das sogenannte „Schachtelprivileg", d. h. Gesellschaften, die mindestens zu einem Viertel am Stammkapital oder Vermögen einer Tochtergesellschaft beteiligt sind, dürfen von ihren Vorauszahlungen die zum gleichen Zeitpunkt fälligen Vorauszahlungen der Tochtergesellschaft bis zu dem Betrag abziehen, der dem Beteiligungsverhältnis entspricht. Schon vor Durchführung der Vermögenssteuerveranlagung für 1925 müssen Erwerbsgesellschaften, die ihre Vorauszahlungen nach dem nach Steuerkursen berechneten Vermögen leisten, ihre Vorauszahlungen nach den Steuerkurswerten vom 31. Dezember 1924 vornehmen. Diese neuen Steuerkurswerte sind aber noch nicht erschienen. Auch hieraus kann sich eine Minderung, aber auch eine Erhöhung der Vorauszahlungen ergeben.

Vom Einkommen aus Kapitalvermögen, zu dem auch die Zinsen von Anleihen aller Art gehören, die nach Einführung der Rentenmark in öffentliche Schuldbücher eingetragen oder in Obligationen ausgegeben sind, sind künftig ebenfalls Vorauszahlungen zu leisten, wenn es allein oder zusammen mit Einkommen aus Grundbesitz, freien Beruf, Arbeit oder sonstigen Einkommen 2000 M im Vierteljahr übersteigt; der Steuerabzug vom Kapitalertrag wird angerechnet. Die Berechnung dieser Vorauszahlungen erfolgt abweichend von der Steuernotverordnung bei Personen und Gesellschaften m. b. H. mit nicht mehr als 50 000 M Vermögen nach einem besonderen Tarif. Bei den anderen körperschaftssteuerpflichtigen Erwerbsgesellschaften beträgt die Vorauszahlung 20 vH. Die Befreiungen des bisherigen Einkommen- und Körperschaftssteuergesetzes erstrecken sich nicht auf den Steuerabzug vom Kapitalertrage.

Für den Steuerabzug vom Arbeitslohne trifft das Überleistungsgesetz verschiedene Erleichterungen. Die wichtigsten sind die Heraufsetzung des steuerfreien Lohnbetrages auf 80 M monatlich und die Erleichterungen für das zweite und dritte minderjährige Kind.

Auch das Umsatzsteuergesetz wird vom Überleitungsgesetz insofern berührt, als die Umsatzsteuer der Einkommensteuerveranlagung angepaßt wird: für Betriebe, deren Wirtschaftsjahr vom Kalenderjahr abweicht, erfolgt die Umsatzsteuerveranlagung in der zweiten Jahreshälfte; die Steuererklärung ist im Juli abzugeben. Die Vorauszahlungen auf die Umsatzsteuer werden jedoch nicht geändert.

Bautätigkeit. (Nach Wirtschaft und Statistik.) Der Zugang an Wohnungen im Jahre 1924 ist hinter demjenigen des Jahres 1923 um 34 vH zurückgeblieben. Der Zugang in den Gemeinden mit über 50 000 Einwohnern betrug an:

	Gebäuden	darunter Wohngebäude	Wohnungen
im 1. Quartal	4191	2582	7706
„ 2. „	2885	1493	4621
„ 3. „	3824	1902	5901
„ 4. „	5362	3031	8734
Zus. 1924	16225	8996	27099

Die Bautätigkeit auf diesem Gebiet steigt seit etwa Mai 1924. Jedoch wurde vom Preußischen Ministerium im Hauptausschuß des Landtages mitgeteilt, daß in Preußen für 1925 einem Zugang von 120 000 neuen Haushaltungen höchstens 5000 neue Wohnungen gegenüberstehen.

Großhandelsindex.

6. Mai	13. Mai	20. Mai	27. Mai	3. Juni	10. Juni
131,7	131,3	132,6	133,4	133	134,3

Erwerbslosigkeit.

In vH der Mitglieder der Fachverbände.

	Vollarbeitslose			Mit Kurzarbeitern		
	28. Febr.	31. März	30. April	28. Febr.	31. März	30. April
Gesamt:	8,4	6,5	4,7	12,6	10,7	8,9
Baugewerbe:	21,3	13,8	5,5	21,3	13,8	5,5

Löhne.

		Durchschnittlicher deutscher Stundenlohn	Bauarbeiter
Gelernt	März	80,6 Rpf	93,1 Rpf
	April	83,0 „ (+ 3 vH)	97,9 „ (+ 5,2 vH)
Ungelernt . . .	März	57,5 „	78,2 „
	April	58,9 „ (+ 2,4vH)	82,4 „ (+ 5,4 vH)

Spannung zwischen den Löhnen Gelernter und Ungelernter:

Gesamtdurchschnitt .	März	23,1 Rpf	April	24,1 Rpf
Baugewerbe	März	14,9 „	April	15,5 „

Tagung der Internationalen Arbeitskonferenz in Genf. Im Mittelpunkt der von fast allen größeren Staaten besuchten Internationalen Arbeitskonferenz, die in der Pfingstwoche in Genf stattfand, stand wie in früheren Sitzungen wieder die Frage der Ratifizierung des Washingtoner Abkommens über den Achtstundentag. Das Washingtoner Abkommen ist bisher ohne Einschränkung nur von Rumänien, Griechenland, Bulgarien und der Tschechoslowakei ratifiziert worden. Japan und Britisch-Indien haben zwar ebenfalls ratifiziert, jedoch mit schwerwiegenden Vorbehalten, welche die Durch-

führung des Achtstundentages praktisch wieder aufheben. Nicht ratifiziert haben unter anderen: Deutschland, England, Frankreich, Belgien, Italien, Amerika. Auch die neue Konferenz hat den Stand der Frage kaum geändert. Die Vertreter der einzelnen Staaten, die bisher nicht ratifiziert haben, gaben meist unverbindliche Erklärungen in dem Sinne ab, daß ihre Regierung ratifizieren würde, wenn auch die anderen großen Staaten es tun würden. Der Vertreter Englands fand sich nicht einmal hierzu bereit. Er erklärte, daß die derzeitige britische Regierung volle Sympathie für die Bestimmungen des Versailler Vertrages betreffend die internationale Gesetzgebung hege, daß sie indessen den gegenwärtigen Augenblick nicht für geeignet halte, das Washingtoner Abkommen zu ratifizieren. Der deutsche Regierungsvertreter führte aus, daß das Reichsarbeitsministerium zurzeit damit beschäftigt sei, eine endgültige Regelung der Arbeitszeit vorzubereiten; es werde dabei bemüht sein, sich den Prinzipien des Washingtoner Abkommens anzupassen. Die deutsche Regierung sei bereit, mit allen Kräften an der internationalen Organisation der Arbeit mitzuwirken. Man werde bei der Ausarbeitung der neuen Entwürfe die Vereinbarkeit der Vorschriften mit denen des Washingtoner Abkommens stets im Auge behalten, es zeigten sich jedoch Schwierigkeiten, die sich aus den verschiedenen Möglichkeiten der Auslegung des Washingtoner Abkommens und seiner praktischen Anwendung in den verschiedenen Ländern ergeben. Auf jeden Fall fasse aber die deutsche Regierung eine gleichzeitige Ratifizierung durch die großen Industrieländer ernstlich ins Auge.

Die Ratifizierung durch die Großstaaten dürfte demnach weiter auf sich warten lassen. Cl.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 15. Juni.)

Gesetz über das am 23. Oktober 1924 unterzeichnete internationale Übereinkommen über den Eisenbahnfrachtverkehr. Vom 30. Mai 1925. (R. G. Bl. II, S. 183.) Die Bestimmungen des Übereinkommens gelten für Gütersendungen, die mit durchgehendem Frachtbrief auf einem Wege befördert werden, der die Gebiete mindestens zweier Vertragsstaaten berührt.

Gesetz zur Überleitung der Einkommensteuer und Körperschaftssteuer in das regelmäßige Veranlagungsverfahren. (Steuerüberleitungsgesetz.) Vom 29. Mai 1925. (R. G. Bl. I, S. 75.) Über den Inhalt des Gesetzes vergl. den vorstehenden Aufsatz. Auf Grund des Gesetzes sind ergangen:

Verordnung über die Durchführung des Steuerabzugs vom Arbeitslohn auf Grund des Steuerüberleitungsgesetzes. (R. Min. Bl. S. 336.) Die Verordnung betrifft die Bestimmungen des Steuerüberleitungsgesetzes, besonders die Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrages auf 80 M. monatlich usw., die schon durch das vom Finanzministerium herausgegebene Merkblatt allgemein bekannt geworden sind. Die gleiche Materie behandelt:

Erlaß des Reichsministers der Finanzen über Steuerabzug vom Arbeitslohn, Änderung nach dem Steuerüberleitungsgesetz. Vom 30. Mai 1925. Die Wiedereinführung der Erstattung von Lohnsteuerbeträgen aus Rechtsgründen durch das Überleitungsgesetz wird erläutert. (Für 1924: Erstattung, wenn der steuerfreie Lohnbetrag nicht mit 610 M. gutgebracht ist, und die ähnliche Regelung für 1925.) Erinnert wird daran, daß Kleinbeträge bis 80 Pf. monatlich und 20 Pf. wöchentlich nicht erhoben werden. Ferner wird auf einen Druckfehler im Schlußabsatz des erwähnten Merkblattes über Lohnabzug hingewiesen. Es muß dort statt „4 vH" heißen „2 vH".

6. **Verordnung zur Durchführung des Gesetzes über die Industriebelastung (Industriebelastungsgesetz).** Vom 27. Mai 1925. (R. G. Bl. II, S. 178.) Veröffentlicht das Muster für die Industrie-Obligationen.

Einziehung besonders niedriger Beiträge zur Erwerbslosenfürsorge. Erlaß d. R. Arb.-Ministers v. 20. Mai. (R. Arb.-Bl., S. 230.) Von einigen Arbeitsnachweisen würden wegen der günstigen Arbeitsmarktlage Beiträge in Höhe von 0,05 bis 0,25 vH des Grundlohnes erhoben. Durch die Einziehung solcher geringen Beiträge entstehen den Arbeitgebern Kosten, die nicht mehr im Einklang mit dem Nutzerfolge stehen. Der Reichsarbeitsminister empfiehlt von der Erhebung so niedriger Beiträge abzusehen und statt dessen etwaige Rücklagen aufzubrauchen.

Preuß. Verordnung wegen Überleitung der monatlichen Vorauszahlungen der Gewerbesteuer nach dem Ertrag auf vierteljährliche Vorauszahlungen. Vom 6. Juni 1925. (Pr. Ges. Samml., S. 67.) Die Umstellung der Ertragssteuer auf den vierteljährlichen Turnus erfolgt erst am 1. Juli. Der Betrag für das zweite Vierteljahr ist am 10. August zahlbar mit $^3/_{20}$ des Betrages, der am 10. Juli auf die Reichseinkommen- und Körperschaftssteuer zu zahlen ist. Hinsichtlich der Vorauszahlungstermine der Steuer vom Betriebskapital und von der Lohnsumme ist den Gemeinden freie Hand gelassen.

Preuß. Anordnung über die Verwendung von Wohnräumen zu anderen Zwecken. Vom 24. Mai 1925. (Pr. Ses. Gamml., S. 60.) Räume, die bis zum 1. 10. 18 zu Wohnzwecken bestimmt oder benutzt waren, dürfen zu anderen, insbesondere gewerblichen Zwecken nicht verwendet werden. Die Gemeindebehörde kann Ausnahmen zulassen, wenn ihr gleichwertige Wohnräume oder Geldbeträge zur Herstellung entsprechender Wohnräume überlassen werden.

Verfahrensvorschrift für Sachleistungen. Diese am 1. Mai in Kraft getretene Vorschrift zur Regelung der Reparationssachleistungen ist bei Karl Heymanns Verlag, Berlin W 8, Mauerstr. 44, zum Preise von 3,— M und 20 Pf. Porto erhältlich. (R. Anz., Nr. 135.)

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. **Reichsgericht.** Im August 1918 verkaufte der Kläger an einen Maurermeister sein Grundstück zum Preis von 10 057,— M. mit der Auflage „der Käufer ist verpflichtet, das Grundstück mit villenartigen Wohnhäusern, ... zu bebauen und mit dem Bau spätestens 1 Jahr nach Beendigung des Krieges zu beginnen." Zur Sicherung dieses Rechtes wurde eine Vormerkung auf Rückauflassung im Grundbuch eingetragen für den Fall, daß der Käufer den Verpflichtungen nicht nachkomme. Die Bebauungspflicht wurde bis Oktober 1922 verlängert, da aber auch dann eine Bebauung nicht mit Erfolg in Angriff genommen wurde, hat der Verkäufer Klage auf Rückübertragung des Grundstücks gegen Rückzahlung des Grundpreises von 10 057 M. verlangt. Der Maurermeister wurde in zweiter Instanz zur kostenlosen Auflassung des Grundstücks an den Kläger gegen Zahlung von 7500,— Goldmark verurteilt. Seine Revision beim Reichsgericht blieb ohne Erfolg. Aus der Entscheidung ist hervorzuheben: Die Aufstellung von Entwurfsskizzen und Berechnungen, die Abwinkelung des Grundstücks und die Untersuchung des Baugrundes durch Ausschachtungen hat das Oberlandesgericht nicht als beachtlich für den Baubeginn angesehen. Diese auf rein tatsächlichem Gebiet liegende Würdigung hat das Reichsgericht nicht nachzuprüfen. Was die Frage der Aufwertung des zurückzuzahlenden Kaufpreises anlangt, so würde eine Aufwertung nach Goldmark oder Index auf jeden Fall zu weit gehen. Es müßte dann schon ein erheblicher sogenannter Verarmungsfaktor in Abzug gebracht werden. Unter Berücksichtigung aller Umstände sei der Betrag von 7500 Goldmark als Rückzahlungssumme angemessen.

2. **Arbeitsrecht.** a) Ein Gewerkschaftssekretär des Deutschen Baugewerksbundes verlangte von dem Arbeitgeber die Entlassung eines bei ihm beschäftigten Arbeiters mit der Begründung, dieser gehöre einer Vereinigung an, die seinen Arbeitskollegen nicht sympathisch sei und drohte andernfalls die Stillegung des Betriebes an. In dieser Notlage entließ der Arbeitgeber den Arbeiter, der nun seinerseits gegen die Gewerkschaft, der der Gewerkschaftssekretär angehört, Schadenersatzklage anstrengte. In der daraufhin ergangenen Entscheidung wird ausgeführt:

„Nach § 84 B. R. G. darf ein Arbeitnehmer wegen Zugehörigkeit zu einem politischen Verbande nicht entlassen werden. Da der Gewerkschaftssekretär unter Androhung der Betriebsstillegung verlangte, den Arbeiter zu entlassen, verstößt dies gegen die guten Sitten und gegen den § 84 B. R. G. und begründet eine Schadenersatzpflicht nach § 826 B. R. G. Der Verband haftet für das Vorgehen seines Sekretärs, da dieser in seinem Namen gehandelt hat, und ist daher verpflichtet, den dem Arbeiter infolge erzwungener Entlassung entstandenen Lohnausfall zu ersetzen." (Urteil des LG. Stettin v. 19. I. 25, Nachrichtensammlung des Zechenverbandes.)

b) Der auf Grund eines Tarifvertrages bereits erworbene Urlaubsanspruch wird durch den Fortfall des Tarifvertrages nicht berührt. Auf die Frage, inwieweit Tarifverträge auch nach ihrer Kündigung noch die Arbeitsverhältnisse regeln, für die sie geschaffen sind, braucht nicht eingegangen werden, denn es handelt sich nicht um einen Anspruch, der auf den Tarifvertrag sich gründet, aber erst nach Ablauf der Kündigungsfrist des Tarifvertrages entstanden sein soll, sondern um einen Anspruch, der bei Ablauf des Tarifvertrages bereits bestand. Ein solcher Anspruch kann natürlich durch einen neuen Tarifvertrag unter Umständen noch geändert oder aufgehoben werden, es ist auch möglich, daß bei Bestehen eines tariflosen Zustandes einzelne Arbeitgeber mit ihren Arbeitnehmern Vereinbarungen treffen, durch die der Anspruch beseitigt wird. Solange dies nicht geschieht, bleibt der erworbene Anspruch bestehen. (Urteil des Gew. Ger. Bremen vom 17. II. 25, Gew. u. Kaufm. Gericht 30/430.)

Bemerkung. Die vorstehende Entscheidung ist für die Bauarbeitgeber wichtig im Hinblick auf den Ablauf der Reichstarifverträge für die technischen und kaufmännischen Angestellten.

Gerichtliche Gutachten der Berliner Handelskammer. Holz. Auf einen Waggon von 15 t Tragkraft kann in gut verladetrockener Ware kieferne, gesunde, unbesäumte Stammware, brettweise auf 2 Klassen sortiert, 33 mm stark, aus frischem Rundholz, 35 mm aus dem Gatter kommend erzeugt, 16 cm aufwärts breit, etwa 24 cm D. B. 4 — 6 lang, etwa 25 m³ verladen werden. — Zeitungen. In der Zeitungsbranche besteht kein Handelsbrauch, nach dem der Verlagsort einer Zeitung stets als Erfüllungsort für Bezahlung von

iseraten gilt. In der Regel wird der Gerichtsstand vereinbart. Einen ermerk über den Gerichtsstand am Kopf der Zeitung wird der Inrent gegen sich gelten lassen müssen.

Verbandsmitteilungen.

eton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband und Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband, Berlin W 30, Nollendorfpl. 3, I.)

Der Reichseisenbahnrat hat einer Sondervorlage der Hauptrwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zugestimmt, nach lcher die Frachtsätze des Ausnahmetarifes 5, des sog. egebau- und Betonbautarifes, um 20,3 bis 23,5 vH erhöht werden len, weil sie angeblich unter den der Reichsbahn erwachsenden lbstkosten liegen. Die Erhöhung wird wahrscheinlich bald in Kraft ten. Wir werden darüber berichten.

Die am 1. Mai in Kraft getretene Verfahrensvorschrift r Sachleistungen (zur Regelung der Reparationsachstungen) wird der BTWV seinen interessierten Mitgliedern zustellen.

Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

Die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau hat sich, angehts der Dringlichkeit der ihr gestellten Aufgaben, alsbald nach ihrer ündung im Oktober v. Js. inzwischen organisiert und Vorstand, vie einzelne Arbeitsausschüsse geschaffen. Laut der am 19. XII. 24 f der II. Vorstandssitzung festgelegten Satzung kann der sich aus Personen zusammensetzende Vorstand durch eigene Zuwahl auf Personen erweitert werden. Er gliedert sich in einzelne Gruppen von rtretern von Wissenschaft, Bau- und -unterhaltungspflichtigen rbänden sowie Beamten der Bauverwaltungen, Nutznießern, Maiallieferanten und Bauausführenden. Sowohl bei der Besetzung des rstandes als auch der Arbeitsausschüsse wurde darauf Bedacht gemmen, alle Teile des Reiches zu Worte kommen zu lassen.

Für das laufende Geschäftsjahr wurden die Herren des vorbereitenden Ausschusses, Geh. Reg. Rat. Professor Dr.-Ing. Brix, Charlottenburg, Geh. Reg. Rat Professor Otzen, Hannover, und Baurat Dr.-Ing. Riepert, Charlottenburg, als geschäftsführender Vorstand und Oberingenieur Kirchberg als Geschäftsführer gewählt. Die Geschäftsstelle befindet sich Charlottenburg, Knesebeckstr. 74.

Nach ihrer Zusammensetzung haben die einzelnen Arbeitsausschüsse das Recht, sich nötigenfalls zu ergänzen. Den Anregungen verschiedener Kreise bereits Folge leistend sind teils weitere Ausschüsse gebildet, anderseits aus Zweckmäßigkeitsgründen einige bisher vorgesehene Ausschüsse zusammengelegt. Ihre einzelnen Arbeitsgebiete sind durch aufgestellte Arbeitsprogramme gegenseitig begrenzt bezw. festgelegt.

Von dem Ausschuß „Betonstraßen" ist zu berichten, daß es sich bereits die praktische Ausführung der Straßen hat angelegen sein lassen. Darnach wird die Betonstrecke der Versuchsstraße Braunschweig nach dem Zweischichten-Verfahren hergestellt; sie erhält Eisenbewehrung, eine mittlere Längsfuge, sowie Querfugen in 6 m Abstand. Der Ausschuß „Andere Straßenkonstruktionen", der alle anderen Straßenbefestigungen bearbeitet, hat je einen Unterausschuß für Klinker-, Holz- und Schlackensteinpflaster gewählt.

Von dem Ausschuß „Gesetzgebung und Finanzierung" sind „Richtlinien für die Finanzierung der Wegelasten" aufgestellt, die zwischen allgemeinen Wegeabgaben, besonderen Wegeabgaben — einem tonnenkilometrisch gestaffelten Tarif — und außerordentlichen Reichs- und Staatszuschüssen für Neu- und größere Umbauten unterscheiden.

Im übrigen ist satzungsgemäß, durch zentrale Regelung der Arbeiten durch den Vorstand, ein Zusammenarbeiten der durch viele Berührungspunkte ihrer Arbeitsgebiete verbundenen Ausschüsse gewährleistet. Durch Studienreisen ins Ausland wird die Nutzbarmachung fremdländischer Erfahrungen in weitem Maße gefördert. Der Bericht der Englandreise Ende Oktober v. Js. liegt bereits vor. Neue Reisen nach Amerika, der Schweiz und Oberitalien stehen bevor.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 7. Mai 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. D 42 637. Heinrich Dransfeld u. Johann Michels, Lintfort. Grubenstempel. 28. X. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. M 82 318. Mannesmannröhren-Werke, Düsseldorf. Nachgiebiger Grubenstempel. 17. VIII. 23.

Kl. 5 c, Gr. 4. S 63 217. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Verfahren zum Herstellen eines wasserdichten und druckfesten Stollens in einem Gebirge; Zus. z. Anm. S 60 713. 28. VI. 23.

Kl. 5 c, Gr. 4. S 65 284. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Verfahren zum Herstellen eines wasserdichten und druckfesten Stoffens in einem Gebirge; Zus. z. Anm. S 63 217. 1. III. 24.

Kl. 20 i, Gr. 8. E 32 092. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Lagerung der Zungenwurzel von Rillenschienenweichen. 21. II. 25.

Kl. 20 i, Gr. 37. P 49 738. de Pauli-Christoph-Werke Akt.-Ges., Rinteln a. d. W. Vorrichtung zu Bremsauslösung auf dem fahrenden Zuge. 9. II. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. B 114 346. Bergmann-Elektricitäts-Werke, Akt.-Ges., Berlin. Festpunktjoch für Kettenoberleitungen elektrischer Bahnen. 3. VI. 24.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 58 650. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Aufhängevorrichtung für Fahrdrähte elektrischer Grubenbahnen, die aus zusammengekuppelten Gelenkhebeln besteht. 18. I. 22.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 64 715. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Streckentrenner für Fahrleitungen mit Kettenlinienaufhängung. 8. I. 24.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 64 852. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Auf Druck beanspruchter Zugisolator für elektrische Leitungen, insbesondere für elektrische Bahnen. 24. I. 24.

Kl. 80 a, Gr. 46. W 62 511. Adolf Wüst, Pribbernow, Kr. Cammin. Formmaschine zur Herstellung von Bausteinen aus Beton, Lehm o. dgl. 8. X. 21.

Kl. 84 c, Gr. 1. S 62 842. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Saugbrunnen für Grundwasserabsenkung. 9. V. 23.

Kl. 85 d, Gr. 1. G 61 386. Dipl.-Ing. Walter Geißler-Bartels, Friedrichshagen, Seestr. 69, u. Dr. Gustav Wiegand, Berlin-Lichtenberg, Parkaue 8. Verfahren zum Reinigen von inkrustierten Filtergeweben in alten Röhrenbrunnen durch stufenweises Einbringen von Säure. 14. V. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 14. Mai 1925.

Kl. 20 i, Gr. 27. S 66 669. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung für Befehlsübermittelung mit Angabe der Befehlsfolge. 30. VII. 24.

Kl. 35 b, Gr. 4. F 57 612. August Feldmann, Soest i. Westf. Kran mit Ausleger. 17. XII. 24.

Kl. 35 b, Gr. 7. B 116 461. Dudley James Barnard, Barking, Engl.; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einkettenselbstgreifer. 10. XI. 24. Großbritannien 10. XI. 23.

Kl. 35 b, Gr. 7. M 85 663. Maschinenbau-Akt.-Ges. Tigler, Duisburg-Meiderich. Zweilseilgreifer. 14. VI. 24.

Kl. 80 a, Gr. 53. H 91 929. Hume Pipe & Concrete Construction Company Ltd., London; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schleudergußmaschine zur Herstellung von Rohren. 20 XI. 22. England 22. XI. 21.

Kl. 80 b, Gr. 3. M 84 213. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Verfahren zur Herstellung hydraulischer Bindemittel aus Abfallstoffen; Zus. z. Pat. 376 927. 10. III. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. P 48 676. G. Polysius Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement. 27. VIII. 24.

Kl. 80 b, Gr. 5. M 82 145. Benno Marcus, Berlin, Yorckstr. 20. Verfahren zur Erzeugung von Zement direkt aus flüssigen Hochofenschlacken. 27. VII. 23.

Kl. 80 b, Gr. 5. M 83 258. Benno Marcus, Berlin, Yorckstr. 20. Verfahren zur Erzeugung von Zement direkt aus flüssigen Hochofenschlacken; Zus. z. Anm. M 82 145. 6. XII. 23.

Kl. 80 b, Gr. 9. S 69 939. Hermann Schlißke, Munster-Lager 85. Verfahren zur Herstellung von Baukörpern aus Torf. 18. III. 24.

Kl. 80 b, Gr. 25. A 42 898. Dr. Carl A. Agthe, Zürich, Schweiz; Vertr.: A. Trautmann u. H. Kleinschmidt, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von widerstandsfähigen Straßen unter Verwendung von Teer, Bitumen und ähnlichem Material. 23. VIII. 24.

Kl. 85 b, Gr. 2. K 91 075. Dipl.-Ing. Arno Krüger, Worms, Seidenbänderstr. 12. Einrichtung zur Enthärtung von Rohwasser mittels Chemikalien. 25. IX. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 7. Mai 1925.

Kl. 20 g, Gr. 1. 414 263. Bamag-Meguin A.-G., Butzbach, Oberh. Kegelwalzenlager für den Königstuhl bei Drehscheiben. 28. XII. 24. B 117 359.

Kl. 20 g, Gr. 1. 414 264. Meguin A.-G., Butzbach, Oberh. Laufradlagerung bei Drehscheiben und Schiebebühnen; Zus. z. Pat. 404 413. 1. VII. 23. M 83 879.

Kl. 20 i, Gr. 33. 414 265. Paul Kopf, Erfurt, Trommsdorffstr. 2. Einrichtung zur selbsttätigen Bremsung eines Zuges beim Überfahren eines Haltesignals. 8. VIII. 24. K 90 514.

Kl. 20 k, Gr. 9. 413 309. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Stützstrebe für Hochspannungsfahrleitungen elektrischer Bahnen. 6. VI. 23. A 40 070

Kl. 35 a, Gr. 9. 414 276. Friedrich Schüring, Sterkrade-Nord, Rhld. Gleisabsperrvorrichtung für Grubenbetrieb. 16. VIII. 24. Sch 71 270.

Kl. 37 b, Gr. 3. 414 134. Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H., u. Dr. Karl Arnstein, Friedrichshafen a. B. Fachwerkträger. 25. III. 21. L 52 792.

Kl. 80 b, Gr. 3. 414 122. Fa. Jura-Ölschiefer-Werke A. G., Stuttgart. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Bindemittels aus Ölschieferschlacke; Zus. z. Pat. 411 584. 19. XI. 21. J 22 185.

Kl. 80 b, Gr. 3. 414 423. Oscar Nickel, Mühlheim, Ruhr, Rathausmarkt, u. Reinhold Markwitz, Duisburg, Lotharstr. 46. Verfahren zur Herstellung von Zement. 2. II. 22. M 76 566.

Kl. 80 b, Gr. 5. 414 424. Dr. Richard Grün, Düsseldorf, Roßstr. 107. Verfahren zur Herstellung von Hochofenzement. 16. VI. 22. G 56 876.

Kl. 80 b, Gr. 23. John Langbein, Bradford, Engl.; Vertr.: F. Schwenterley, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung einer politurfähigen Glasur auf Zement, Stein oder Holz. 14. I. 20. L 49 655.

Kl. 80 b, Gr. 25. 414 123. Léon Billé, Nogent a. d. Marne; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geißler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Verfahren zur Herstellung von Rohren aus Asphalt und Beton. 18. III. 22. B 104 033.

Kl. 84 b, Gr. 1. 414 363. Thadeus Tillinger, Warschau; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Sparschleuse mit beweglichem Boden. 19. IV. 23. T 27 657.

Kl. 85 c, Gr. 6. 414 169. Dr.-Ing. Karl Imhoff u. Paul Hilgenstock, Essen, Zweigertstr. 57. Verfahren zum Auswaschen der Kohlensäure aus Faulgasen innerhalb des Schlammfaulraums. 18. X. 24. I 25 275.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 14. Mai 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. 414 487. Hans Jung, Duisburg-Meiderich, U. d. Ulmen 121. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 14. IV. 23. J 23 634.

Kl. 19 e, Gr. 3. 414 604. Max Moldenhauer, Benneckenstein, Harz. Merkzeichen mit spiegelnder Oberfläche. 5. IV. 24. M 84 487.

Kl. 20 i, Gr. 33. 414 530. Georg Pfannenschmidt, Forst, Lausitz. Gleissperrvorrichtung. 10. X. 24. P 48 937.

Kl. 37 f, Gr. 2. 414 682. Schulz & Kling A.-G., München. Silo mit Zellenlüftung. 1. XI. 23. Sch 68 870.

Kl. 37 f, Gr. 8. 414 683. Walter Sackur, Karlsruhe i. B., Westendstraße 62. Holzflechtwerk-Hallendach. 10. V. 24. S 65 982.

Kl. 80 b, Gr. 3. 414 788. Façoneisen-Walzwerk L. Mannstaedt & Co., Akt.-Ges., u. Emil Best, Troisdorf b. Köln. Verfahren zur Herstellung von Portlandzement. 18. VIII. 22. F. 52 393.

Kl. 85 c, Gr. 4. 414 652. Fa. Chemotechnische Gesellschaft m. b. H., Berlin-Halensee. Verfahren zur Reinigung von Abwässern. 15. VIII. 22. C 32 483.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Zug nach U. S. A. Gedanken nach einer Amerika-Reise 1924 von Prof. Dr.-Ing. P. Riebensahm. Mit 7 Bildern. (22 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin 1925. Preis 1 GM.

Der Verfasser geht von dem starken Besuch der Vereinigten Staaten durch deutsche Ingenieure, namentlich in den letzten Jahren aus, von ihnen, die alle die Ford-Werke gesehen haben und gesehen haben müssen, da sie allgemein ein Hauptziel der Amerikafahrer waren, und zwar auf Grund des Fordschen Buches. Der tiefere Grund des steigenden Besuches der Industrie der Vereinigten Staaten durch Deutsche liegt aber fraglos wohl darin, daß die Fragen, mit denen sich Ford beschäftigt und die in seinen Werken ihre praktische Lösung und Beantwortung finden, seit dem Umsturze in Deutschland zu den brennendsten Wirtschaftsfragen gehören. Mit kritischem Auge des sachkundigen Ingenieurs das, was das neuzeitliche industrielle Amerika uns bietet, zu prüfen und die Tatsachen aus Meinungen und Deutungen herauszuschälen, die es uns in Deutschland ermöglichen, in Zukunft in unserer Industrie richtungangebend zu wirken, ist der Zweck der Ausführungen des Verfassers. Sie sind für einen jeden, der im Gebiete der deutschen Technik mitarbeitet, ob führend oder geführt, von hohem Werte; lassen sie doch u. a. deutlich erkennen, daß es sich bei unserer eigenen Gesundung um das handelt, was die amerikanische Industrie so groß gemacht hat, um die Arbeitsintensität. „Das Drei- und Vierfache, um das uns Amerika hierin voraus ist, bringen keine zwei Stunden Mehrarbeit den Tag ein." Mit Recht weist der Verfasser zum Schluß darauf hin, daß noch mehr als bisher deutsche Ingenieure Wert auf ein gemeinsames Studium, Beobachten, Klären und gemeinsame Aussprache an Ort und Stelle legen müssen, daß vor allem aber der Staat dauernd deutsche Ingenieure als Attachees im Auslande vor allem in den U. S. A. anstellen sollte, die dort die Entwicklung der Technik stetig verfolgen und rechtzeitig auf neuere, auch für die Heimat wertvolle Ereignisse, Entwicklungen und Wendungen hinzuweisen hätten. Allen deutschen Ingenieuren sei die kleine hochwertvolle, durch 7 Bilder ergänzte Schrift warm empfohlen.

M. F.

Grundlagen für den praktischen Eisenbetonbau. Von Dipl.-Ing. Georg Padler, Zivilingenieur in Berlin. Industriebeamten-Verlag G. m. b. H., Berlin NW 40. 1925. Preis Gzl. 7,20 RM.

Das vorliegende Buch ist für den praktischen Gebrauch geschrieben und gibt keine wissenschaftlichen Herleitungen usw. der benutzten Formeln, sondern nur diese und vielfach Tabellen, um die Rechnung auf Grund der letzteren zu vereinfachen. Zugrunde gelegt sind die bisherigen Eisenbetonbestimmungen; da sie aber gerade jetzt neu bearbeitet sind und wesentliche Änderungen — für die Berechnung namentlich — gegenüber den bisher geltenden Vorschriften mit sich bringen werden, so werden in Zukunft manche Abschnitte als nicht vollkommen zeitgemäß anzusprechen sein. Anerkennenswert sind die vielen guten praktischen und verständlich durchgerechneten Beispiele kleinerer und größerer Art. Sie bilden einen besonderen Vorzug des Buches. In einem ausführlichen Schlußteile sind die bekannten Formeln für die Berechnung von Balken aller Art, der Dreigelenkbogen, der Zweigelenkbogen und der üblichen einfachen Rahmen übersichtlich zusammengestellt, kurz erläutert und in ihrer Anwendung durch eine größere Anzahl gut gewählter Beispiele unterstützt. Das für die Praxis geschriebene, inhaltreiche Buch wird sich in ihr bestens einbürgern. Vielleicht empfiehlt sich nach Erscheinen der neuen Eisenbetonbestimmungen ein kurzer, diesen Rechnung tragender Nachtrag.

M. F.

Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung. Vom 24. bis 31. Oktober 1924. Bericht, erstattet auf Grund der Einzelberichte der Reiseteilnehmer von Oberbaurat Hentrich. Mit 7 Textabbildungen und 2 Tafeln. (52 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin 1925. Preis 2.40 GM.

Die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Berlin-Charlottenburg, hat im Herbst vorigen Jahres unter Führung von Oberbaurat Hentrich, dem ersten Beigeordneten der Stadt Crefeld, eine Studienkommission nach London zum Studium der dortigen Automobilstraßen entsandt. An dieser Besichtigungsreise haben teilgenommen: Vertreter der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte, des Deutschen Straßenbauverbandes, des Deutschen Landkreistages, des Vorstandes der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, des Reichsverbandes der deutschen Steinindustrie, der deutschen Asphaltindustrie und des Asphaltstraßenbaus, der deutschen Teerindustrie und des Teerstraßenbaus sowie der deutschen Betonindustrie. Der Bericht, der auf Grund der einzelnen Berichte der Reiseteilnehmer von Oberbaurat Hentrich erstattet ist, liegt jetzt vor. Nach einer Darstellung über die allgemeine Anlage von Automobilstraßen in England werden die verschiedenen Straßendecken englischer Automobilstraßen besprochen, und zwar Groß- und Kleinpflasterstraßen, Holzpflaster, Stampfasphalt, Gußasphalt, Walzasphalt (Asphalt-Makadam), Oberflächenteerung, Teermakadam, Beton- und Eisenbetonstraßen, und dabei auch die genauen Ausführungsvorschriften des englischen Wegeamts über die Behandlung der Straßen mit Teer und ein Auszug aus den „Vorschriften für den Bau von Betonstraßen" des Concrete Utilities Bureau in London, Grosvenor Road 143, mitgeteilt.

Im folgenden Abschnitt werden Straßenverwaltung, Aufbringung der Kosten für Straßenbau und -unterhaltung, Verkehrsregelung besprochen und die Beobachtungen in Schlußfolgerungen zusammengefaßt, wobei besonders zu erwähnen ist, daß es von den örtlichen, technischen und wirtschaftlichen Verhältnissen abhängt, welche Bauweise man im gegebenen Falle für Automobilstraßen zweckmäßig wählt. „Es gibt — und darauf wurde auch als ganz selbstverständlich in England immer wieder aufmerksam gemacht — viele gute Bauweisen, aber kein allgemein „bestes" Pflaster." Die Schrift hat dadurch besonderen Wert, daß in ihr die persönlichen Beobachtungen einer Studienkommission zusammengefaßt sind, die durch das Entgegenkommen der englischen Behörden und Industriefirmen während der Studienreise sehr viel Neues sehen und hören konnte. Es ist zu hoffen, daß die englischen Erfahrungen auch in Deutschland recht bald beim Bau von Automobilstraßen nutzbar gemacht werden können.

W. P.

Wasserstraßen-Jahrbuch 1924. 4. Jahrgang. Herausgeber Regierungsrat Dr. Zeitler, München, und Generaldirektor Dr. h. c. Ott, Köln, in Verbindung mit dem Zentralverein für deutsche Binnenschiffahrt, Berlin. Richard Pflaum Verlag A.-G., München, in Halbleinen 6 M.

Der diesjährige Band läßt hinsichtlich seines Umfanges die Rückkehr zu stabilen Verhältnissen rein äußerlich erkennen und wird dem Verlage von seiten der Leser die verdiente Anerkennung eintragen; es ist ihm ebenso wie den Herausgebern und ihren namhaften Mitarbeitern derselbe Erfolg zu wünschen, der dem letzten Jahrbuch beschieden war.

Der Inhalt ist gegliedert in drei Abschnitte; der erste „Wasserbau, Schiffbau" behandelt rein technische Fragen und umfaßt auch dieses Jahr fast das gesamte deutsche Wasserstraßennetz, die Donau, Weser Elbe, Oder und den Rhein mit ihren verschiedenen, im Bau begriffenen oder projektierten Kanalverbindungen. An einzelnen Beiträgen reihen sich aneinander „Flußkanalisierungen", von Ministerialdirektor a. D. Dr.-Ing. Ottermann, Berlin, „Bewegliche Wehre bei Flußkanalisierungen und bei Wasserkraftanlagen" von Dipl.-Ing. Mangold, Duisburg, „Die Schaffung der Großschiffahrtsstraße zwischen Regensburg und Passau", von Oberbaudirektor Dantscher, München, „Die Donau-Katarakte zwischen Stenka und dem Eisernen Tor und ihre Schiffbarkeit", von Ministerialrat Kreuzer, München, „Die Elbe als Wasserstraße", von Geheimen Rat Prof. Dr.-Ing. e. h. Dr. techn. Engels, Dresden, „Die wirtschaftliche Lage der Flußschiffwerften", von Hitzler, Vorst. d. V. d. Flußschiffwerften Deutschlands, Hamburg.

Der zweite Abschnitt „Verwaltung, Betrieb und Verkehr" nimmt den größeren Raum für sich in Anspruch und gibt vielseitige wertvolle Anregungen und Aufschlüsse aus dem Wirtschaftsgebiet der Wasserstraßen. Sein Inhalt setzt sich aus den folgenden Beiträgen zusammen: „Technisch-wirtschaftliche Zeitfragen des Binnenschiffahrtsbetriebes", von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Teubert, Mannheim, „Die Flößerei auf Binnengewässern", von Ministerialrat Ing. Ebner, Wien, „Zur verkehrsgeographischen Struktur und rechtlich-wirtschaftlichen Organisation der Binnenhäfen", von Oberverwaltungsrat Dr. Bartsch, Mannheim, „Das Arbeitsverhältnis in der Binnenschiffahrt", von Dr. Werner, Duisburg, „Aus der Binnenschiffahrtsstatistik", von Reg. Rat Dr. Teubert, Berlin, „Der Verein zur Wahrung der Rheinschiffahrtsinteressen", von Dr. Schmitz, Duisburg, „Die Elbschiffahrtsakte vom 22. II. 22", von Staatssekretär a. D. Dr. Peters, Berlin, „Die verkehrswirtschaftliche Aufgabe der Oder und ihre Lösung", von Dr. Schulze, Breslau, „Die ostpreußische Binnenschiffahrt nach dem Kriege", von Dr. h. c. Simon stellv. Bevollm. d. Prov. Ostpr. z. Reichsrat, Königsberg.

Der dritte Abschnitt — „Projekte" überschrieben — enthält zwei Arbeiten, „Die Wasserstraßenverbindung zwischen Weser und Main", von Oberregierungs- und Baurat Innecken, Hannover, und „Vom Bau des Küstenkanals", von Syndikus Schnittger, Oldenburg.

Im Anhang folgen in der Hauptsache Mitgliederverzeichnisse des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt und des Vereins der Flußschiffwerften.

Der aufgezählte Inhalt mag allein für den Wert auch dieses neuen Bandes sprechen, abgesehen davon, daß ein Eingehen auf die vielen einzelnen Arbeiten an dieser Stelle zu weit gehen würde.

G. E.

Industriebauten. Planung, Bauarten, Baukosten technische und geschäftliche Ausführung von Neu- und Erweiterungsbauten. Bearbeitet von Max Weßlau, Regierungsbaumeister, Leipzig. Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung, 1924.

Die Broschüre ist ein Bändchen von Jäneckes Bibliothek der gesamten Technik (Nr. 337) umfaßt 138 Seiten. Die Ausstattung ist zweckentsprechend. Papier und Druck sind vorzüglich.

Das Buch gibt im ersten Abschnitte besonders für den Bauherrn und den Betriebsleiter von Fabriken sehr nützliche Aufklärungen und Hinweise über die Platzwahl, die Anordnung im Grundrisse und im Aufbau. Grundsätzliches über die Vorteile und Nachteile des Flachbaues und des Holzbaues wird mitgeteilt.

Der 2. Abschnitt bringt auf 15 Seiten das Wichtigste über die hauptsächlich in Betracht kommenden Baustoffe.

Bei den Kalksandsteinen sollte auf Vor- und Nachteile des viel höheren Raumgewichtes und der stärkeren Wärmeleitfähigkeit gegenüber gebrannten Ziegeln sowie auf den geringeren Mörtelverbrauch hingewiesen werden.

Bei den Mörtelstoffen wäre eine Berücksichtigung des hochwertigen Portlandzementes mit seinen erheblichen Vorteilen für den Industriebau, wo meistens kurze Baufristen vorliegen, geboten. Über die Mischungsverhältnisse bedarf der Bauherr einer eingehenderen Unterrichtung. Beim Zementbeton erscheinen mir die angegebenen Mischungsverhältnisse nicht vorteilhaft. Das Verhältnis: 1 Zement zu 3 Betonkiessand zu 6 Klarschlag enthält gewöhnlich zu viel Steine, besser 1 : 4 : 6, auch fehlen Angaben über reinen Kiesbeton (1 : 4 bis 1 : 10). Der Satz: „Erdfeucht hergestellter, gestampfter Beton ist besser als dickflüssiger Gußbeton" kann nicht unwidersprochen bleiben, denn man kann wohl aus den gleichen Gemengstoffen bei erdfeuchter Verarbeitung einen druckfesteren Beton erzeugen als mit Gußbeton, aber die Druckfestigkeit ist doch nicht immer entscheidend, die Homogenität, die Dichtigkeit und andere Eigenschaften, in denen der Gußbeton überlegen ist, spielen ebenfalls eine Rolle. Da auf vielen Gebieten der Gußbeton das Feld erobern wird, ist es bedenklich, den Bauherrn für Stampfbeton zu begeistern.

Die Wendung: „Traßbeton, rein ohne Zement" könnte den Bauherrn verleiten, zu glauben, Traß sei ein selbständiges Bindemittel. Die Angabe des Kalkzusatzes fehlt, ebenso vermisse ich hier Angaben über Mischungsverhältnisse. Die Vorteile der Traßbeimengung sind nicht genügend erörtert. (Nicht nur Bodensäuren, auch vielen anderen chemischen Angriffen begegnet man mit Traßzusätzen günstig). Auf Seite 27 ist mit einer Betonausbeute von 1 : 1,35 bis 1,41 gerechnet. Das dürfte — vor allem bei Kiesbeton — zu viel sein (1,25 bis 1,35). — Nach einer Behandlung von Bauholz und Baueisen folgt der dritte Abschnitt, beginnend mit dem Grundbau. Hier dürfte wohl der durchaus nicht überlebte hölzerne Pfahlrost zu sehr in den Hintergrund gedrängt sein. — Bei Tiefen bis zu 10 m ist der Anwendungsbereich von Pfahlrosten noch keineswegs erschöpft. Ich würde in solchen Fällen im Gegensatz zum Verfasser sogar meist dem Pfahlroste der Brunnengründung gegenüber den Vorzug geben. Unter den Stützen fehlt die hervorragend feuersichere Eisenbetonstütze, insbesondere die umschnürte Säule. Die Deckenarten sind ausführlich und mit Abbildungen behandelt. Bei den Fußbodenarten wäre wohl ein Hinweis auf Mittel gegen das Stauben der Zementfußböden (Teeranstriche, Fluatieren!) erwünscht. Es folgen dann Angaben über Fenster und Türen sowie über Schornsteine. Der — besonders in Amerika beliebte — Eisenbetonschornstein sollte nicht übergangen werden.

Unter den Sonderbauweisen sind aufgeführt: A. Eisenbetonbau, B. Ambi-Massiv, C. Lehmbau, D. Besondere Holzbauweisen. Wenn es auch nur eine Äußerlichkeit ist, so ist doch zu bemängeln, daß der Eisenbeton, der heute im Industriebau hochbedeutsam ist, mit dem Lehmbau, der für den Industriebau überhaupt nicht in Betracht kommt und auch sonst wohl als nach kürzem Wiederaufflackern völlig überlebt anzusehen ist, in eine Reihe gestellt ist.

Während das über die Vor- und Nachteile des Eisenbetonbaues mitgeteilte als zutreffend zu bezeichnen ist, sind die Mischungsverhältnisse 1 : 3 bis 1 : 4 zu beanstanden. Das übliche Mischungsverhältnis ist bei Feinschlagbeton 1 : 3 : 3 und bei Kiesbeton 1 : 5, nur selten 1 : 4. — Unter geeigneten Vorsichtsmaßregeln darf sehr wohl bei mehr als 3° Kälte betoniert werden. Die Pilzdecken sind nicht erwähnt. Bei den Holzbauweisen wäre auch die Behandlung der Zollbauweise, die sich doch hervorragend bewährt hat, am Platze gewesen. Abschnitt V: Feuersicherheit bringt in Kürze das Wesentlichste über die Baustoffe, die konstruktiven Maßnahmen, die Feuerlösch- und Blitzschutzanlagen. Abschnitt VI: Arbeiten vor Baubeginn behandelt zutreffend den Gang der Vorarbeiten (Entwurf, Kostenanschlag, stat. Berechnung), sodann das Genehmigungsverfahren, die Verdingung und den Vertrag. Abnahme und Abrechnung gehören streng genommen nicht unter die Arbeiten vor Baubeginn. Im VII. Abschnitte ist der Kostenanschlag nebst Massenberechnung für eine Schmiede ausführlich vorgeführt. Einige Angaben über Materialbedarf und Arbeitsstundenaufwand sind in Abschnitt VIII gebracht. Selbstverständlich würde ein gedankenloses Übertragen der Angaben auf den jeweiligen Fall verfehlt sein, aber die Angaben geben doch einen sehr begehrten Anhalt. Auch die Beifügung des Abschnittes IX (Gebäudewert, Abnutzung, Unterhaltungskosten sowie Schätzungen) ist sehr zu begrüßen.

Das Büchlein befaßt sich, wie man aus Vorstehendem erkennt, mit den Fabrik- und Hallenbauten. Die Fülle des Mitgeteilten ist groß. Wer aber einen Überblick über Industriebauten im allgemeinen erwartet hat, sieht sich enttäuscht. Siloanlagen, Kühltürme, Flüssigkeitsbehälter, Fördergerüste, Kranbahnen, Turbinenfundamente, Kesselhäuser, Drehscheiben- und Wagenentladegruben und dergleichen sind nicht erwähnt oder behandelt. Trotz der zahlreich angeführten Bemängelungen steht der Wert des Büchleins für den Fabrikherrn außer allem Zweifel, auch jüngere Baubeflissene werden daraus mannigfache Kenntnisse entnehmen können.

Prof. Dr. Kunze.

Pädagogik an Technischen Hochschulen. (Zur Praxis des Techn. Hochschulunterrichts.) Von Dr.-Ing. Robert Weyrauch (†). Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart 1925. Preis geh. 3,50 M.

Noch im September 1924, also wenige Wochen ehe er abberufen wurde, hat Robert Weyrauch die wertvolle Schrift „Pädagogik an Technischen Hochschulen" in Druck gegeben. Aus ihr spricht der von hoher Verantwortlichkeit für seinen Lehrberuf getragene, auf reiche Erfahrungen zurückblickende akademische Lehrer zu seinen Kollegen und seinen Studierenden, und zwar sowohl als Lehrer wie vor allem als Mensch. Beim Lesen dessen, was Weyrauch hier als tiefernste Überzeugung, gewissermaßen als sein akademisches Testament der Nachwelt und im besonderen den Technischen Hochschulen hinterlassen, ermißt man noch einmal die Schwere des Verlustes, den der allzu zeitige Heimgang des tiefgründigen Gelehrten und begeisterten akademischen Lehrers für die deutschen Technischen Hochschulen bedeutet.

Die Weyrauchschen Ausführungen gliedern sich in die Abschnitte: Der akademische Lehrer, Die Hörer, Unterrichtsgestaltung, Vortragsunterricht, Übungsunterricht und Prüfungswesen. Wenn auch mancher, nicht mit allem im einzelnen voll einverstanden sein wird, was Weyrauch ausführt, so wird doch niemand sich dem Eindruck entziehen können, daß aus seinen Darlegungen ein hervorragender Geist,

der zum Edelsten und Höchsten sich hochringt und das Beste und Vollkommenste von sich und seinen Lebenskreisen verlangt, zu uns spricht. Möchten die Gedanken Weyrauchs als sein Vermächtnis an die Nachwelt dauerndes Eigentum der deutschen akademischen Lehrer werden und bleiben, möchte sich ein jeder von ihnen in sie vertiefen. Dann wird es wohl bestellt bleiben um Lehrinhalt und Lehrform auf unseren Hochschulen. M. F.

Neue Tabellen über exzentrisch gedrückte Eisenbetonquerschnitte. Von Dr.-Ing. W. Kunze, a. o. Professor an der Techn. Hochschule Dresden. (16 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin, 1925. Preis 1 GM.

Es handelt sich um einen erweiterten Abdruck der Tabellen, die Dr. Kunze im Bauingenieur 1924, Heft 4 und 10, veröffentlicht hat. Da diese Tabellen zur Querschnittsbestimmung exzentrisch gedrückter Eisenbetonquerschnitte bereits allseitig in der Praxis benutzt sind und dank ihrer wertvollen Eigenschaften und leichten Handhabung, im besonderen auch dann, wenn die Höhe des Querschnittes noch nicht festliegt, auch in viele Hilfsbücher bereits übergegangen sind, sich auch ferner in besonders guter Art zu Vergleichsrechnungen wirtschaftlicher Art eignen, so wird der vorliegende kurze Abdruck, namentlich bei seinem geringen Preise, in der Eisenbetonpraxis allseitig mit besonderer Freude begrüßt werden. M. F.

S. Herzog, Industrielle Materialienkunde, Handbuch für die Praxis. 364 Seiten. 1924.

Das Buch behandelt in zwei Abteilungen die natürlichen Materialien und die erzeugten Materialien, und zwar hinsichtlich ihrer Beschaffenheit und ihrer Eigenschaften sowie teilweise auch hinsichtlich ihrer Gewinnung und Erzeugung.

Es würde zu weit führen, alle Stoffe zu nennen, die in dem Buche besprochen werden, denn es dürften nur sehr wenige sein, die nicht Aufnahme gefunden haben. Obgleich eine andere Einteilung des Buches, z. B. nach Baustoffen, Werkstoffen, Verbrauchsstoffen und Gegenständen des häufigen Gebrauches die Übersichtlichkeit erhöht haben würde, ist das Buch als ein wertvolles Nachschlagewerk für alle diejenigen Interessenten zu bezeichnen, denen an einer raschen Orientierung über zahlreiche verschiedenartige Materialien oder Erzeugnisse gelegen ist. Das Buch ist mehr ein technisches Auskunftsbuch, als eine Materialienkunde, und der Verfasser sollte bei einer Neuauflage dem Buche lieber diese Bezeichnung geben, da der Inhalt weit über den einer Materialienkunde hinausgeht. Wawrziniok.

Taschenbuch für Feldbahnbetriebe. Zusammengestellt von Albert Krotoschin. Berlin 1925, Willy Geißler. 71 S. m. 26 Abb. Preis gebunden 4 M.

Das vorliegende, namentlich für Aufseher, Meister, Vorarbeiter usw. bestimmte kleine Heft bringt eine Übersicht des gesamten Materialbedarfs für normale Feldbahngleise nebst Weichen und Drehscheiben sowie über die gebräuchlichsten Typen in Radsätzen, Achslagern und Kippwagen.

Zunächst geht der Verfasser auf diejenigen Fragen ein, welche vor Inangriffnahme einer Feldbahnanlage geklärt sein müssen. Dann folgt eine Übersicht über die normalen Schienenprofile und das dazu gehörige Kleineisenzeug. Nach kurzen Angaben über die zulässigen Belastungen der Gleisanlagen folgen eingehende Angaben über den Materialbedarf für komplettes Feldbahngleis für verschiedene Spurweiten und Schienenhöhen auf Stahl- und Holzschwellen. Weiter folgen sehr brauchbare Angaben über Feldbahnweichen, schmiede- und gußeiserne Drehscheiben, Stahlgußradsätze und Achslager. Den Schluß der trefflichen Ausführungen des Verfassers bildet eine Übersicht über normale Muldenkipper.

Krotoschin hat mit dem vorliegenden Heft eine für den praktischen Gebrauch sehr wertvolle Schrift verfaßt, die den in Frage kommenden Kreisen sehr warm empfohlen werden kann. Auch die gute Ausstattung der kleinen Schrift sei noch besonders anerkennend hervorgehoben. W. Müller.

1. Die Geschäftsunkosten im Maurer- und Zimmerergewerbe. Von P. Lauffer, Königsberg und der Westdeutschen Bauhütte, Essen. Selbstverlag des Westdeutschen Baugewerbe-Verbandes, Essen, Jahrgang 1923.
2. Die Geschäftsunkosten im Maurer- und Zimmerergewerbe. Von Rheinisch-Westfälischen Baugewerbe-Verband, Essen, Ausgabe 1924.
3. Die Preisermittlung im Maurer- und Zimmerergewerbe. Ausgabe 1924, 5. Jahrgang. Vom Rheinisch-Westfälischen Baugewerbe-Verband, Essen, Druckerei und Verlagsanstalt m. b. H., Lütgen, Dortmund.

Die vorgenannten drei Schriften bilden sehr wertvolle Beiträge zur Frage des Aufbaues angemessener Preise für Maurer- und Zimmererarbeiten. Die in der Praxis stehenden Verfasser sind seit langem als berufene und bewährte Kämpfer für die Gesundung des Submissionswesens im Baugewerbe bekannt.

Die Schriften 1 und 2 bezwecken die Erfassung des Unkostenzuschlages, wobei die Geschäftsunkosten aufgeteilt und für kleine, mittlere und große Baugeschäfte genau nachgewiesen sind. Der Unkostensatz ist bekanntlich das am meisten umstrittene Elemen[t der] Baukosten, weil es mit der Größe des jeweiligen Umsatzes schwan[kt] ist, und weil seine gründliche Erfassung ungleich schwieriger is[t als] die Ermittlung von Baustoffbedarf und Arbeitszeit. In der Sch[rift 1] werden nun die Unkosten nach dem Stande vom Frühjahr 1922 [nach]gewiesen bei einem Facharbeiterlohn von 11,30 M. in Königs[berg] und 13 M. im Rheinland. Die Ermittlungen wurden angestellt[, um] prüfbare Unterlagen für die Beratungen des Reichsverdingung[saus]schusses zu schaffen. Es wurden die folgenden Ergebnisse gefu[nden]:

Unkosten in vH der produktiven Löhne und des Baustoffw[...] (Stand Frühjahr 1922) für Akkordarbeiten mit Baustofflieferu[ng]

Zahl der beschäftigten Arbeiter des Geschäftes	Verhältnisse von	Unkosten auf	
		prod. Lohn	Baus[...]
39	Königsberg	55,9 vH	5,32
55	„	41,2 „	4,88
110	„	38,1 „	4,92
30	Rheinland	49,5 „	7,37
100	„	47,3 „	6,28
	Mittelwert:	46,4 vH	5,75

Von den Zuschlägen auf die produktiven Löhne entfalle[n im] Mittel auf:

Entgelt für die persönlichen Leistungen des Geschäftsinhabers . . . . . 4,52 vH
Angestelltengehälter . . . . . 7,29 vH
Polierlöhne . . . . . 6,97 vH
unproduktive Löhne . . . . . 4,86 vH

Bei Tagelohnarbeiten vermindern sich die Zuschläg[e auf] die produktiven Löhne um etwa 6 bis 7 vH, weil hier die Löh[ne für] die Poliere besonders bezahlt werden. Bemerkenswert ist die [Ent]scheidung des Reichswirtschaftsministers vom 15. Juni 1922, d[ie die] Unkostensätze für Tagelohnarbeiten wie folgt festsetzte:

Maurerarbeiten . . . . . 34 vH auf Lohn
Zimmererarbeiten . . . . . 36 „ „ „
Betonbau . . . . . 38 „ „ „
Tiefbau . . . . . 30 „ „ „

Für Wagnis des Unternehmers rechnen die Verfasser 6½ [vH,] für Rücklage 3½ vH, insgesamt also 10 vH. Die Entwicklung [des] Preises für Maurer- und Zimmererarbeiten würde sich hiernac[h bei]spielsweise wie folgt gestalten:

Produktiver Lohn . . . . . 350 M.
Unkosten auf Lohn 46,4 vH . . . . . 162 „
Baustoffe . . . . . 650 „
Unkosten auf Baustoffe 5,75 vH . . . . . 38 „
1200 M.
Für Wagnis und Rücklage 10 vH . . . . . 120 „
Verkaufspreis: 1320 M.

Die dargestellten Unkostensätze sind bis zur Stabilisierun[g der] Währung noch ganz erheblich gestiegen, seitdem hat ein lang[sames] Sinken der Unkosten eingesetzt, die aber noch immer höher si[nd als] im Frühjahr 1922.

Die unter 2 genannte Schrift gibt Aufstellungen für di[e Un]kostensätze für Frühjahr und Sommer 1924.

In der Broschüre 3 sind für die hauptsächlichsten Maurer[- und] Zimmererarbeiten Baustoffbedarf und Zeitaufwand angegeben. [Die] Aufwendungen für Schalungen bei Betonarbeiten erscheinen [...] knapp mit 1 Stunde Lohn für 1 m² Wandschalung und 25 vH [...]verlust. Die drei unmittelbar aus der Praxis stammenden Sch[riften] können lebhaft empfohlen werden. Prof. B. Lö[...]

Die Herstellung des Kalksandsteins. Von Ing. B. Kri[...] Verlag Tonindustrie, Berlin 1925. Preis 2 GM.

Es handelt sich um Wiedergabe eines Vortrages auf der T[agung] des Fachausschusses Baukalk des Vereins deutscher Kalkwer[ke] Leipzig 1924. Es wird an der Hand der neuesten maschinellen [Ein]richtungen (verschiedener Firmen) das an und für sich bekannte [Ver]fahren vorgeführt und klar erläutert. Ein jeder, der sich üb[er die] Herstellung der Kalksandsteine unterrichten will, findet hier [alles,] was er braucht, übersichtlich und einwandfrei zusammeng[estellt.] M.

Berichtigung.

Der Verfasser der in Heft 23, Jahrgang 1924 dieser Zeits[chrift] besprochenen „Eisenbeton-Tabellen" Ingenieur Ciril Juvan i[st] mals versehentlich als Dozent der Technischen Hochschule in Le[mberg] bezeichnet worden, tatsächlich muß es nicht „Lemberg", so[ndern] „Laibach (Ljubljana, Jugoslavien)" heißen.

Die Schriftleitu[ng.]

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 3. Juli 1925 Heft 13

NEUERE ARBEITSWEISEN BEI DER AUFSTELLUNG VON EISENBAUWERKEN[1]).

Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.

Während die Herstellung der Eisenkonstruktionen in der Werkstatt mehr oder weniger in den gleichen Bahnen verläuft, da die Arbeitsweisen und die verwendeten Maschinen und Einrichtungen sich nur langsam und verhältnismäßig selten ändern, bietet die Aufstellung der Eisenbauwerke im Gegensatz

Abb. 1.

u den Werkstattarbeiten ein viel lebhafteres Bild. Die Verchiedenartigkeiten in der Gestalt der Bauwerke und in ihrer lliederung sowie die besonderen Anforderungen, die sich aus er Lage und der Beschaffenheit der Baustellen ergeben, stellen ei der Errichtung der Eisenbauten häufig wechselnde Aufaben, deren Lösung dem Ingenieur inen besonderen Reiz bietet.

In gleicher Weise wie alle brigen Zweige der Technik haben ch die Arbeitsweisen bei der ufstellung von Eisenbauten wähnd der letzten Jahrzehnte, wenn ıch nicht umgestaltet, so doch ganz erheblichem Maße forttwickelt und dabei in mancher insicht neue Bahnen beschritten. s sind verschiedene Faktoren, e in der Hauptsache ihren influß auf die Änderung der rbeitsweisen auf den Baustellen ısgeübt haben und noch ausben.

Das Steigen der Löhne einerits und andererseits der Wettwerb des Eisenbetons und in neuerer Zeit des Holzbaues ingen dazu, die Aufstellungskosten auf ein Mindestmaß rabzudrücken. Um dieses Ziel zu erreichen, ist man bestrebt, e Bauteile in der Werkstatt in tunlichst großem Ausmaß herstellen und zur Baustelle zu versenden, um auf diese Weise die Zahl der einzubauenden Werkstücke und die Zahl der auf dem Bauplatz herzustellenden Verbindungen zu vermindern. Die Kosten der Vernietung sind durch die Einführung der Druckluftnietung auf den Baustellen vermindert worden, nur bei kleineren Bauwerken wird man heute auf die Handnietung zurückgreifen. Fahrbare, leicht bewegliche, durch Dampfmaschine, Benzol- oder Elektromotor angetriebene Anlagen zur Drucklufterzeugung sind ein unentbehrliches Hilfsmittel für den Eisenbau geworden.

Die Verbesserung der Fördermittel der Eisenbahn durch die Bereitstellung von Güterwagen hoher Tragfähigkeit und beträchtlicher Länge und durch die Einführung von Tiefladewagen ermöglicht die Versendung von Bauteilen größerer Abmessungen und höherer Gewichte als früher. In gleicher Weise hat die Herstellung starker Hebezeuge, die nicht mehr von Hand, sondern durch Dampf, Benzol, Öl oder Elektrizität angetrieben werden, ihren tief eingreifenden Einfluß auf die Arbeitsweisen der Baustellen ausgeübt. Der Kettenzug und die von Hand betätigte Winde mit Hanfseilzug sind fast vollständig verschwunden. Der Drahtseilzug gestattet es, die schwersten Lasten zu heben; wenn er nicht mehr ausreicht, wird zum hydraulischen Hebezeug gegriffen. Die Größe der Bauwerke und die auf der Baustelle zu bewältigenden Gewichte erlauben es in der Jetztzeit nicht mehr, die Führung einer Baustelle den handwerksmäßig ausgebildeten Richtmeistern zu überlassen; die Verantwortung für die sachgemäße Ausführung der Aufstellungsarbeiten ist bei dem Umfang und den Schwierigkeiten der zu leistenden Arbeit derart gewachsen, daß eine sorgfältige Vorbereitung und eine dauernde Überwachung der Baustelle durch sachkundige Ingenieure zur Notwendigkeit geworden ist.

Beim Brückenbau umfassen im Regelfalle die Kosten der Gerüste einen sehr erheblichen Anteil der Gesamtkosten für die Aufstellung des Bauwerkes, während beim Hochbau Gerüste

Abb. 2.

wesentlich seltener Anwendung finden. Im großen und ganzen wird heute noch wie früher das Holz zur Herstellung der Gerüste angewendet, sein Vorzug gegenüber dem Eisen besteht außer in seiner Billigkeit in der Möglichkeit der schnellen Beschaffung, in der Einfachheit seiner Verarbeitung und in der Leichtigkeit, mit welcher sich das Holzgerüst den Unebenheiten der Baustellen anpaßt, zudem läßt sich das für ein Gerüst ver-

[1]) Nach einem in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gialtenen Vortrag.

wendete Holz ohne besondere Schwierigkeiten und ohne erheblichen Abfall zu weiteren Gerüsten benutzen. Ein weiterer Vorzug ergibt sich aus dem Umstand, daß die Holzverbindungen

Abb. 3.

eine gewisse Beweglichkeit und Nachgiebigkeit besitzen, welche die Gerüste gegen Verschiebungen und Versackungen, die beim Belasten des Gerüstes mit den Bauteilen unausbleiblich sind, unempfindlich machen; endlich ist das Holz der rauhen Behandlung auf den Baustellen besser gewachsen als das Eisen. Die eisernen Gerüste sind steifer und wenig nachgiebig, sie bedürfen daher sorgfältigerer Lagerung, wenn nicht gefahrdrohende Beanspruchungen eintreten sollen; ihre Anwendung wird deshalb auch in Zukunft auf Sonderfälle beschränkt bleiben. Sollen die Kosten für eiserne Gerüste in erträglichen Grenzen bleiben, so muß man zu fachwerkartig ausgebildeten Konstruktionen greifen, die beim Verladen, Aufstellen und Abbrechen leicht beschädigt werden; will man Beschädigungen ausschalten, so müssen geschlossene Querschnitte benutzt werden, die große Gewichte und damit hohe Kosten verursachen. Die Wiederverwendung eiserner Gerüste wird bei der Verschiedenheit der Baustellenbeschaffenheit ohne größere Kosten verursachende Änderung kaum möglich sein. Alle diese Umstände werden immer ein Hindernis für die Anwendung eiserner Gerüste bleiben.

Ein gutes Beispiel des beim Brückenbau üblichen Bockgerüstes mit seinen Verstrebungen und Verbänden zeigt Abb. 1. Es wurde von der A.-G. Hilgers, Rheinbrohl, bei der Errichtung einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke bei Neuwied verwendet; sämtliche tragenden Teile sind aus Holz gestellt. Das gleiche gilt von dem Gerüst (Abb. 2), das die Gutehoffnungshütte, Sterkrade, zum Ausrüsten der Seitenöffnungen der Nor[illegible] Ostsee-Kanalbrücke bei Rendsburg benutzte; es dürfte wo[illegible] das größte Gerüst sein, das in der letzten Zeit in Deutschlan[illegible] für einen Brückenbau hergestel[illegible] wurde. Die Böcke sind unter de[illegible] Knotenpunkten der Hauptträg[illegible] angeordnet; sie nehmen die Haup[illegible] lasten unmittelbar auf. Eine b[illegible] achtenswerte Verbilligung der G[illegible] rüste läßt sich erzielen, wenn d[illegible] Abdeckung derselben nicht, w[illegible] üblich, von hölzernen Balken, so[illegible] dern von I-Trägern getragen wir[illegible] für diesen Zweck sind Breitflansc[illegible] träger in Rücksicht auf ihre gro[illegible] Tragfähigkeit und ihre einfach[illegible] sichere Lagerung durch ihre brei[illegible] Auflagerfläche besonders geeigne[illegible] Bei dieser Ausführungsart ist nic[illegible] nur die Stellung der Unterstü[illegible] zungsböcke unabhängig von d[illegible] Lage der Knotenpunkte der Haup[illegible] träger, die Zahl der Böcke kan[illegible] zudem recht erheblich gegenüb[illegible] derjenigen beim reinen Holzgerü[illegible] vermindert werden; dabei bleibe[illegible] die Vorzüge der Holzbauweise g[illegible] wahrt. Eines so gestalteten, a[illegible] Holz und Eisen bestehenden G[illegible] rüstes bediente sich die Firm[illegible] Jucho, Dortmund, beim Aufstellen des sogenannten Schleife[illegible] punktes in der nördlichen Rampe der Eisenbahnüberführu[illegible] über den Nordostseekanal bei Rendsburg (Abb. 3); die großen E[illegible]

Abb. 4.

sparnisse an Material und Arbeit gegenüber dem üblichen Hol[illegible] gerüst sind augenscheinlich. Ein turmartiges, als Fachwer[illegible] durchgebildetes eisernes Gerüst bei der Erbauung des Geuta[illegible]

Abb. 5.

viaduktes im Zuge der Eisenbahnlinie Tongern—Aachen durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade, und die M. A. N., Gustavsburg, ist in Abb. 4 festgehalten [2]).

Der ständig wachsende Verkehr auf unseren schiffbaren Strömen und die Zunahme der Größe der Schiffe hat den Wasserbauverwaltungen Anlaß gegeben, ihre Anforderungen bezüglich der Abmessungen der für die Schiffahrt freizulassenden Öffnungen in den Brückengerüsten und bezüglich der Sicherung der Gerüste und des Schiffsverkehrs mehr und mehr zu erhöhen. Man ist dadurch genötigt worden, bei der Überspannung dieser Gerüstöffnungen eiserne Gerüstträger vorzusehen, sobald die Konstruktion der Brücke einen freien Vorbau nicht zuläßt und das Abnieten der Brücke erst nach erfolgtem Zusammenbau und Ausrichten derselben durchführbar ist. Der größte Gerüstträger, der in Deutschland Verwendung fand, dürfte der von Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, bei der Erbauung der zweigleisigen Eisenbahnbrücke bei Ruhrort benutzte sein (Abb. 5). Welche Abmessungen derartige Gerüstbrücken annehmen, läßt ein Blick in die Gerüstbrücke zum Bau der Hohenzollernbrücke in Köln erkennen (Abb. 6); die Ausführung derselben lag in den Händen von A. Klönne, Dortmund. Die eigenartige Ausbildung des oberen Windverbandes erfolgte in Rücksicht auf das Durchstecken der Füllungsglieder der Hauptträger der Brücke. In recht beachtenswerter Weise hat die M. A. N., Gustavsburg, die Schiffahrtöffnung im Gerüst für die Erbauung der Straßenbrücke in Köln durch Kragträger überspannt und auf diese Weise den oberen Abschluß der Öffnung in die Unterkante der Brücke verlegt (Abb. 7).

Als Hebezeug für den Zusammenbau von Brücken findet meistens noch der fahrbare Portalkran (siehe Abb. 1), der bei großen Brücken mechanisch betätigt wird, Verwendung; seine Füße liegen außerhalb der Brücke, zwischen ihnen und den Hauptträgern wird das Fördergleise angeordnet. Um an Gerüstbreite zu sparen, ist man neuerdings dazu übergegangen, Schwenkmaste zu benutzen, die auf der Fahrbahn innerhalb

Abb. 7.

der Hauptträger laufen; sie werden auf unten offene Bockgerüste gestellt, die erlauben, daß die einzubauenden Teile unter denselben hindurch in den Greifbereich des Auslegers gebracht werden können (siehe Abb. 7). In manchen Fällen sind die Einbaugerüste mit zwei auf den vorderen Ecken derselben stehenden Auslegern versehen worden; auf diese Weise kann die Ausladung und Länge der Ausleger möglichst kurz gehalten werden.

Wie schon erwähnt, beeinflussen die Kosten für die Gerüste die Gesamtkosten der Aufstellung der Brücken in recht erheblichem Maße, man hat daher Arbeitsweisen ausgebildet, welche die Gerüste ganz oder wenigstens teilweise ausschalten. Es kommen für diesen Zweck vier Arbeitsmethoden in Frage; es sind dies der freie Vorbau, das Verschieben der fertigen Brücken in ihrer Längsrichtung, das Einschwimmen der fertigen Brücken und endlich der Einbau mittels eines Schleusenkranes. Die drei ersten Methoden finden ihre Anwendung meistens bei Brücken größerer Spannweiten, die letzte bei Brücken kleinerer Abmessungen.

Der freie Vorbau ist schon älteren Datums. Bereits im Jahre 1872 wurde er von Geheimrat von Rieppel bei der Aufstellung

Abb. 6.

der Innbrücke bei Königswart zur Herstellung des Montageträgers für die Mittelöffnung verwendet. Das Lichtbild 8 besitzt geschichtlichen Wert. Eine der bedeutendsten Arbeiten auf dem Gebiete des freien Vorbaues dürfte neben der Aufstellung der Kanalbrücke bei Rendsburg durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade (Abb. 2), der Bau der Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg durch die M. A. N., Gustavsburg, (Abb. 9), sein. Wesentlich für die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens ist, daß die Spannungen, die in den Brückengliedern während der Montage auftreten, die zulässigen Größtspannungen nur unwesentlich überschreiten. Im anderen Falle können die Mehrkosten für erforderlich werdende Verstärkungen der Brückenglieder die Kosten eines Gerüstes aufwiegen. Werden Gelenkbrücken frei vorgebaut, so wird für die Dauer der Aufstellung die Ausschaltung der Gelenke notwendig. Um die Montagespannungen innerhalb der zulässigen Grenzen zu halten, war bei der Rheinbrücke bei Ruhrort, in der Mitte der Öffnung ein starker Bock angeordnet worden, der die Länge des freikragen-

Abb. 8.

[2]) Vgl. Bauing. 1921, S. 324 ff.

Abb. 9.

den Brückenstückes verringerte. Ein zweiter Weg, die Spannungen während der Aufstellung zu verringern, besteht in der Anordnung einer Rückverankerung, die nach der Beendigung des Baues wieder entfernt wird. Eine solche Verankerung benutzte M. A. N., Gustavsburg, bei der Montage der Brücke bei Here-Dere im Zuge der Angorabahn in Kleinasien (Abb. 10). In diesem Falle wurden auch einzelne Gerüstpfeiler von der Brücke aus eingebaut, ein Verfahren, das zu einer erheblichen Verbilligung der Aufstellungskosten gegenüber denjenigen bei der sonst üblichen Bauweise führte. Als Einbaugerät wird am zweckmäßigsten ein auf dem Obergurt laufender Auslegerkran angewendet; er besitzt ein sehr niedriges Eigengewicht, belastet also die auskragende Brücke nur wenig. Seine Verwendung ist, wie die Aufstellung der schon mehrfach erwähnten

Abb. 10.

Kanalbrücke bei Rendsburg zeigt (Abb. 2), auch bei gekrümmten Obergurten möglich.

Das Längsverschieben von Brücken ist nur in den Fällen durchführbar, in denen es sich um Gewässer handelt, die in ihrer gesamten Breite zwischen den Pfeilern schiffbar sind, und wenn es sich um höchstens zwei Öffnungen handelt. Sollen noch mehr Öffnungen auf diese Weise überbrückt werden, so müssen die Obergurte der Überbauten gradlinig verlaufen, andernfalls ist das Verschieben der mittleren Überbauten auf den seitlichen nicht durchführbar. Eine weitere Bedingung ist der gradlinige Verlauf der Untergurte, gekrümmte Untergurte derselben erschweren die Arbeit. Die Überbauten werden in der Flucht ihrer endgültigen Lage vollkommen fertiggestellt und dann soweit über den Pfeiler vorgeschoben, bis ihr vorderes Ende mittels eines auf Pontons gelagerten Gerüstes angehoben werden kann. Das landseitige Ende der Brücke wird zweckmäßig auf einen Wagen gesetzt, dessen Fahrbahn bis über den Pfeiler reicht. Nach der Beendigung der Vorbereitungen erfolgt das Verschieben der Brücke durch Zugseile, die von Kabelwinden auf dem anderen Ufer betätigt werden. Das hierbei erforderliche Heben und Senken des auf den Pontons gelagerten Brückenendes erfolgt am einfachsten durch die Regelung eines in den Pontons angeordneten Wasserballastes, am andern Ende müssen zu dem gleichen Zweck hydraulische Winden angesetzt werden. Die Anwendung des Längsverschiebens zeigt eine Aufnahme (Abb. 11) der Montage der Eisenbahnbrücke bei Nyslott in Finnland durch die M. A. N., Gustavsburg.

Eine sehr eingehende Beschreibung der Längsverschiebung einer großen Brücke ist von Herrn Prof. Dr.-Ing. Kulka vor einiger Zeit in dieser Zeitschrift in seiner Veröffentlichung über den Bau der Lindingöbrücke bei Stockholm durch Eilers, Hannover, gegeben worden [3]. Hier sind die so außerordentlich interessanten Einzelheiten des Bauvorganges und der bei diesem verwendeten Hilfsmittel sehr anschaulich erläutert worden.

Das Längsverschieben von Brücken kann auch beim Bau

Abb. 11.

von Straßenüberführungen zweckmäßig werden, wenn die örtlichen Verhältnisse, insbesondere ein starker Verkehr, vor allem das Vorhandensein von Kreuzungen und Abzweigungen von Straßenbahngleisen die Verwendung von Gerüsten nicht gestatten. Das vordere Brückenende wird in solchem Falle auf einem halbportalartigen Bock, der mit der Brücke biegungsfest verbunden ist, abgestützt. Der Fuß des Bockes läuft während des Verschiebens auf einer Fahrbahn, die schnell verlegt und abgebaut werden kann. Das Verschieben selbst erfolgt, um keine Störung des Straßenbetriebes hervorzurufen, in der Nacht.

Wenn die Möglichkeit, das vordere Ende einer einen Fluß kreuzenden Brücke während des Verschiebens durch Pontons

[3]) Bauing. 1924, S. 621 ff.

Abb. 12.

abzustützen, infolge ungenügender Breite oder Tiefe des Wassers nicht gegeben ist, greift man zweckmäßig zur Anwendung eines verlorenen Schnabels, durch welchen die Brücke soweit verlängert wird, daß sich die Verwendung von Gegengewichten während des Verschiebens erübrigt. Der Schnabel wird nur so stark ausgebildet, daß er die Spannungen, die während des Verschiebens in ihm auftreten, aufnehmen kann; er wird daher in allen Fällen wesentlich leichter ausfallen als die Brücke selbst. Während des Verschiebens der Brücke wird dieselbe auf zwei Wagen gesetzt, der eine, der Hauptwagen, läuft ungefähr in der Mitte der eigentlichen Brücke, derart, daß nach der hinteren Seite noch ein geringes Übergewicht verbleibt, das durch den zweiten Wagen am Ende der Brücke aufgenommen wird. Der Hauptwagen hat fast das gesamte Gewicht der Brücke und des Schnabels zu tragen; sobald der Hauptwagen beim Verschieben der Brücke den Pfeiler erreicht, muß die Schnabelspitze auf dem zweiten Pfeiler ihr Auflager finden, indem sie entweder auf einen Wagen gesetzt oder von Tragrollen aufgenommen wird. In diesem Bauzustand wird der Hauptwagen ausgebaut und das Verschieben mit dem Wagen am Ende der Brücke und der Bewegungseinrichtung für den Schnabel so lange fortgesetzt bis die Brücke in der endgültigen Lage angelangt ist und auf ihre Lager abgesenkt werden kann,

Abb. 13.

nachdem der Schnabel abgebaut worden ist. Beim Bau der Straßenbrücke über den Neckar bei Neckarzimmern hat Gollnow, Stettin, von der beschriebenen Arbeitsweise Gebrauch gemacht; in Abb. 12 ist der verlorene Schnabel gut erkenntlich. Eine umfassende Beschreibung des Bauvorganges durch Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. Schaper ist vor einiger Zeit in der Bautechnik erschienen[4]).

Beim Bau der Straßenbrücke über die Weichsel bei Plock während des Krieges bediente sich Jucho, Dortmund, ebenfalls des Längsverschiebens mit verlorenen Schnäbeln. Es waren 6 Öffnungen von 40 m Weite von Mitte bis Mitte der aus gerammten Pfahljochen bestehenden Pfeiler zu überbrücken. Die Verwendung von Gerüsten, die bei den vorhandenen Wassertiefen auf Rammpfählen hätten gestützt werden müssen, würde bei der Länge des ganzen Brückenzuges außerordentlich hohe Kosten und auch einen großen Zeitaufwand erfordert haben; das Einschwimmen der Überbauten war streckenweise

[4]) Die Bautechnik 1924, S. 592.

Abb. 14.

infolge niedriger Wassertiefe ausgeschlossen, so daß das Verfahren des Längsverschiebens das wirtschaftlichste gegenüber allen anderen Bauweisen war. Um Zeit zu gewinnen und die Länge des zu bewegenden Brückenstranges nicht zu groß werden zu lassen, wurde die Montage der B[illegible] von beiden Ufern aus

Abb. 15.

in Angriff genommen. An beiden Stellen wurde die dem Lande benachbarte Öffnung ausgerüstet und auf dieser Rüstung und dem Lande der Schnabel und ein halber Überbau mit dem daran anschließenden ganzen Überbau montiert. Nach der Vollendung dieser Arbeit erfolgte die Verschiebung der ganzen Konstruktion um eine Überbaulänge von 40 m, hieran anschließend wurde der nächste Überbau an den fertigen Brückenstrang angebaut und eine Verschiebung des nunmehr ohne Schnabel 100 m langen Stranges durchgeführt. Dieses Arbeitsspiel (Abb. 13) wurde von beiden Ufern aus so lange fortgesetzt, bis die beiden Brückenstränge eine Öffnung neben der Brückenmitte erreicht hatten. Nachdem nunmehr die Schnäbel abgebaut waren, wurden die beiden Stränge um je eine halbe Überbaulänge verschoben, bis ihre Spitzen in der Mitte der Öffnung zusammentrafen. Die Arbeit war so genau durchgeführt worden, daß eine seitliche Abweichung in der Mittellinie der beiden Stränge nicht

Abb. 16.

eingetreten war, eine kleine Höhenabweichung ließ sich leicht ausgleichen, so daß die Verbindung im Stoße sich ohne Mühe erzielen ließ. Die Länge des größeren Brückenabschnittes betrug am Schlusse des Verschiebens 340 m; trotz dieses Ausmaßes waren besondere Schwierigkeiten nicht zu überwinden. Im vorliegenden Falle wurde die Brücke über Rollbahnen, die auf jedem Pfahljoche angeordnet waren, fortbewegt. Die Brückenauflager waren so ausgebildet, daß sie während des Verschiebens als Laufbahnen für die Walzen benutzt werden konnten, als Rollwalzen dienten die Auflagerwalzen. Die Untergurte der Brücke waren nicht ausreichend biegungsfest, um die während des Verschiebens auftretenden, auf ihnen wandernden Auflagerkräfte aufzunehmen; sie wurden durch untergelegte I-Träger — es fanden zu diesem Zwecke die Längsträger der Brücke Verwendung — verstärkt. Diese Träger wurden nach der Beendigung des Verschiebens von den Untergurten gelöst und ihrem endgültigen Verwendungszweck zugeführt. Die Zahl der vorhandenen Längsträger war nicht aus-

reichend, um die Verstärkung der Untergurte durchzuführen. Es wurden noch weitere Träger hinzugezogen, deren Verwendung bei einer weiteren Brücke schon beim Beginn des Baues festlag. In der Brücke waren zwei Schiffahrtsöffnungen vorgesehen, die während des Verschiebevorganges durch zwei Hilfsträger

Abb. 17.

ähnlicher Konstruktion wie die eigentliche Brücke geschlossen waren, sie wurden nach der Vollendung des Verschiebevorganges entfernt und durch Blechträger von 24 m Stützweite, die sich auf Auskragungen der anschließenden Überbauten abstützten, ersetzt (Abb. 14). Während des Verschiebens waren die Überbauten zu einem durchlaufenden Träger vereinigt, die Verbindung zwischen ihnen wurde nachträglich gelöst und so die endgültige Stützung der einzelnen Überbauten herbeigeführt.

Beim Einschwimmen von Brücken können, was den Zusammenbau der Brücken angeht, zwei Wege eingeschlagen werden. Man baut in dem einen Falle die Brücke auf einem im schiffbaren Wasser errichteten besonderen Montagegerüst zusammen. Das Gerüst wird mit Öffnungen versehen, die es gestatten, die mit Traggerüsten versehenen Pontons unter die Brücke zu fahren, mittels derselben wird die Brücke vom Gerüst abgehoben, durch Dampfer zur Verwendungsstelle geschleppt und auf die Auflager gesetzt. Ein solches Arbeitsverfahren hat Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, beim Einbringen des schon erwähnten Rüstungsträgers für den Bau der Eisenbahnbrücke unterhalb Ruhrort angewendet (Abb. 15). Im andern Falle werden die Überbauten auf dem am Ufer verankerten, auf den Pontons aufgebauten Schwimmgerüst fertiggestellt und dann eingeschwommen. Auf diese Weise hat Jucho, Dortmund, bei der Errichtung der Straßenbrücke über die Weichsel bei Graudenz gearbeitet; mit Rücksicht auf die Kürze der zur Verfügung stehenden Bauzeit verwandte man drei Gerüste (Abb. 16). Da insgesamt sechs Überbauten eingeschwommen werden mußten, kam jedes Gerüst zweimal zur Verwendung. Trotz des während der Arbeit wiederholt eintretenden Eisganges (Abb. 17) verlief der Bau ohne Störung. Um ein sicheres Steuern der Gerüste beim Einschwimmen zu ermöglichen, ist es empfehlenswert, die Brücken stromabwärts vom endgültigen Standort zusammenzubauen und gegen den Strom zu verfahren.

Unter Umständen kann es vorteilhaft sein, zwei der geschilderten Arbeitsweisen miteinander zu verbinden, wie etwa den freien Vorbau mit dem Einschwimmen, indem man das Mittelstück einer Brücke, das an anderer Stelle fertiggestellt ist, auf einem schwimmenden Gerüst zwischen die im Vorbauverfahren montierten Endstücke der Brücke bringt und einbaut. Die Oderbrücke bei Greifenberg wurde in der geschilderten Weise von Hein, Lehmann & Co., Berlin, aufgestellt; Abb. 18 zeigt das Mittelstück der Hauptöffnung im Augenblick des Einbaues. Vor der neuen Brücke befindet sich die alte Holzbrücke, die im Bilde das Vorhandensein eines Gerüstes vermuten läßt, ein solches ist jedoch beim Bau der Hauptöffnung nicht benutzt worden.

Abb. 18.

(Fortsetzung folgt.)

GRENZZUSTÄNDE DES ERDDRUCKS AUF STÜTZMAUERN.

Von Prof. Richard Petersen, Danzig.

Über den Erddruck auf Stützmauern ist vom Verfasser eine Arbeit veröffentlicht worden[1]), in der unter anderem versucht wird, die Widersprüche und Unstimmigkeiten der üblichen Erddrucktheorie in einfacher Weise aufzuklären. Zur Ergänzung der dort (auf Seite 49) entwickelten Gedankengänge mögen die folgenden Betrachtungen dienen:

Zwischen einer senkrechten Wand AB und einer schrägen Wand AC, die einen Winkel von 45° einschließen, sei der Raum ausgefüllt durch glatte zylindrische Walzen von gleichem Durchmesser und von der Länge = l. Die Reibung zwischen den Walzen und an den Wänden sei = o.

Die Walzen können z. B. senkrecht übereinander gelagert sein nach Abb. 1. Die einzelne Walze lastet mit ihrem ganzen Gewicht auf der darunter liegenden und überträgt auch das Gewicht der darüber liegenden Walzen auf die darunter liegende. Die Gewichte der einzelnen Walzen einer senkrechten Reihe addieren sich bis zu der Walze, die auf der Wand AC aufruht. Die Summe dieser Gewichte wird in der untersten Walze gestützt durch die Wände AC und AB, deren Widerstände quer zu den Wänden wirken. Der wagerechte Widerstand der Wand AB wird durch die wagerechte Walzenreihe übertragen, nur die allerunterste Walze drückt unmittelbar auf die Wand AB.

Die Anordnung ist statisch bestimmt. Die Drücke an den Wänden AB und AC nehmen mit der Tiefe zu wie der Wasserdruck auf einer Seitenwand.

Eine andere Lagerung der Walzen in Reihen parallel der Wand AC zeigt Abb. 2. Auch diese Anordnung ist statisch bestimmt.

Das Gewicht irgendeiner Walze wird durch die schrägen Widerstände der beiden darunter liegenden Walzen gestützt.

1) R. Petersen, Erddruck auf Stützmauern, Berlin 1924, Julius Springer.

Diese Widerstände werden weiter übertragen bis zu den Walzen, die an den Wänden AB und AC liegen. Die Wände AB und AC müssen Auflagerwiderstände leisten gleich der Summe der Kräfte, die in jeder schrägen Walzenreihe auftreten. Die Wand A B möge nach Abb. 2 gewellt sein, so daß an ihr die Drücke aus den Walzenreihen in ihrer ursprünglichen Richtung ver-

Abb. 1.

Abb. 2.

bleiben. Durch diese Annahme kann die Vorstellung ersetzt werden, daß die Drücke auf der Wand AB unter einem gewissen Winkel angreifen. Die Druckverteilung auf der Wand AB entspricht wiederum dem Anwachsen des Wasserdrucks auf einer Seitenwand, die Druckverteilung auf der Wand AC weicht aber völlig davon ab.

Nun möge drittens eine Lagerung der Walzen nach Abb. 3 angenommen werden Die Anordnung ist statisch unbe-

Abb. 7.

stimmt. Das Gewicht P irgendeiner Walze wird von den drei darunter liegenden Walzen gestützt entsprechend dem Kräfteplan Abb. 4. Im vorliegenden Falle muß $P_2 = P_3$ sein. Das Größenverhältnis der Widerstände P_1 und P_2 bzw P_3 ist abhängig von den elastischen Eigenschaften der Walzen und von der Nachgiebigkeit der endgültigen Auflagerflächen AB und AC. Die wirkliche Kräfteverteilung muß jedenfalls zwischen den Grenzen liegen, die gegeben sind einmal durch die Annahme $P_2 = P_3 = 0$ (Abb. 5), das andere Mal durch die Annahme $P_1 = 0$ (Abb. 6). Zwischen den gleichen Grenzen müssen sich die Auflagerwiderstände der Wände AB und AC liegen. Die Wände AB und AC müssen in diesem Falle einen anderen Winkel einschließen als in Abb. 1 und 2.

Abb. 7 zeigt die Kräfteverteilung, wenn man $P_2 = P_3 = 0$ setzt, also annimmt, daß die Gewichte der einzelnen Walzen ausschließlich von den senkrecht darunter liegenden Walzen übertragen werden, und daß die benachbarten Walzen keine Last übernehmen.

Abb. 8 zeigt den umgekehrten Fall, daß die Gewichte der einzelnen Walzen ausschließlich von den benachbarten Walzen übertragen werden, und daß die darunter liegenden Walzen keine Last übernehmen.

In Abb. 7 entspricht die Druckverteilung an der Wand AC dem Wasserdruck, an der Wand AB aber nicht mehr. In Abb. 8 zeigt die Druckverteilung ein Bild, das bei beiden Wänden vom Wasserdruck völlig abweicht. Die wirkliche Druckverteilung an den Wänden AB und AC liegt also zwischen

Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6.

den beiden Darstellungen Abb. 7 und 8, weicht daher von der Form des Wasserdruckes ab.

Faßt man die Gewichte sämtlicher Walzen zu der Mittelkraft $\sum P$, die Gegendrücke der Wand AB zu der Mittelkraft $\sum E$, die Gegendrücke der Wand AC zu der Mittelkraft $\sum Q$ zusammen, so schneiden sich die drei Mittelkräfte bei Abb. 7

Abb. 8.

in der Wand AC dort, wo die Schwerlinie der $\sum P$ die Wand AC trifft. Im Falle der Abb. 8 schneiden sich die $\sum P$, $\sum Q$, $\sum E$, im Schwerpunkt der $\sum P$, also im Schwerpunkt der Fläche ABC.

In Wirklichkeit wird also der Schnittpunkt der Mittelkräfte $\sum P$, $\sum Q$, $\sum E$ irgendwo auf der Schwerlinie der $\sum P$ zwischen dem Schwerpunkt der Fläche ABC und der Wand AC liegen.

Wenn man beispielsweise zu Abb. 3 annimmt, daß das Gewicht jeder Walze P zur Hälfte auf die darunter liegende, zur Hälfte auf die benachbarten Walzen wirkt, wenn man also in Abb. 4 $P_1 = \frac{1}{2}$ P annimmt, so ergibt sich aus der Addition der halben Kräfte nach Abb. 7 und 8 eine Druckverteilung nach Abb. 9, an der bemerkenswert ist, daß sie von der Form des Wasserdruckes völlig abweicht.

Wenn man daher annimmt, daß die schrägen Widerstände $P_2 = P_3$ von dem Werte $P_2 = P_3 = 0$ (Abb. 7) allmählich bis zu dem Wert $P_2 = P_3 = P$ (Abb. 8) anwachsen, so ändert sich die Form der Druckverteilung an den Wänden A B und AC allmählich von Abb. 7 über Abb. 9 in Abb. 8.

Die bisherigen Überlegungen haben für die Berechnung von Stützmauern noch keine Bedeutung, sie sollen nur dazu dienen, die folgenden Betrachtungen anschaulicher zu machen.

Abb. 9.

Bisher haben wir uns den Raum ABC durch reibungslose Walzen angefüllt gedacht. Wenn wir nun statt der Walzen reibungslose Kugeln annehmen, so bleibt das Wesentliche bestehen, nur die räumliche Kräfteübertragung ist etwas weniger übersichtlich.

Denken wir uns nun ferner statt reibungsloser Kugeln Sand oder kohäsionslose Erde, so ändert sich an der ganzen Vorstellung nur, daß die Richtungen der Wände AC und AB und die Richtungen der Kräfte P_2 und P_3, die bisher durch die Kreisform der Walzen bedingt waren, nun mehr freier werden. Wir können uns daher die Stützung irgendeines Erdteilchens vom Gewicht ΔG vorstellen nach Abb. 10 und 11 innerhalb der Grenzen, die durch Abb. 12 und 13 gegeben sind.

Wir wollen nun AB als Rückwand einer Stützmauer und AC als die Gleitfläche ansehen, in der die Erdmasse abrutscht,

Abb. 10. Abb. 11. Abb. 12. Abb. 13.

wenn die Stützmauer zu schwach ist und nachgibt. Ferner wollen wir das Erdprisma ABC in senkrechte Streifen teilen nach Abb. 14 und annehmen, daß das Gewicht des einzelnen Streifens voll auf die Gleitfläche AC wirkt, und daß nicht etwa ein Teil des Gewichtes eines Streifens durch Reibung auf die Nachbarstreifen übertragen wird (Abb. 12). Den Gegendruck der Gleitfläche AC nehmen wir unter dem Reibungswinkel ϱ gegen die Senkrechte zur Wand AC an, den Druck auf die Wand AB dagegen zunächst einmal parallel der Oberfläche. In Abb. 14 sind die Flächendrücke σ_{q_1} auf der Gleitfläche AC und die Flächendrücke σ_{e_1} auf der Wand AB gezeichnet. Die Druckflächen auf Wand und Gleitfläche sind im Gleichgewicht mit der Belastungsfläche ABC. Die Mittelkräfte

$$G = \int g\, d\, x,$$

$$Q_1 = \int \sigma_{q_1} d\, s,$$

$$E_1 = \int \sigma_{e_1} d\, y$$

schneiden sich in der Gleitfläche AC auf $^1/_3$ der Länge von unten.

Abb. 14 stellt somit einen Grenzfall der möglichen Gleich[ge]gewichtszustände dar entsprechend Abb. 10 und 12 ($\Delta P_1 = \Delta G$[)].

Einen anderen Grenzfall entsprechend Abb. 10 und 1[3] ($\Delta P_1 = 0$) erhalten wir, wenn wir das Erdprisma ABC i[n] schräge Streifen parallel der Gleitfläche AC aufteilen nac[h] Abb. 15 (vergleiche oben genannte Arbeit Seite 38). Der Druc[k]

Abb. 14.

auf die Gleitfläche AC und die dazu parallelen Flächen i[st] wieder unter dem Reibungswinkel ϱ angenommen, der Druc[k] auf die Wand AB abweichend von Abb. 14 zunächst unter de[m] Reibungswinkel ϱ gegen die Senkrechte zur Wand AB. D[ie] schraffierten Teile der σ_{q_2}- und σ_{e_2} Flächen sind mit de[m] schraffierten Teil der Fläche ABC im Gleichgewicht, ebens[o]

Abb. 15.

die ganzen Druckflächen der σ_{q_2} und σ_{e_2} mit der ganzen B[e]lastungsfläche ABC.

Abb. 14 kann auch angesehen werden, als ob das Er[d]prisma ABC als zusammenhängendes Ganzes durch die Wide[r]stände E_1 und Q_1 gestützt wird.

Abb. 15 dagegen kann angesehen werden, als ob jed[es] einzelne Erdteilchen ΔG für sich durch Widerstände Δ[Q] und ΔE_2 gestützt wird.

In Abb. 14 schneiden sich die drei Kräfte G, Q_1, E_1 auf $^1/_3$ der Gleitfläche AC von unten, in Abb. 15 schneiden sich die drei Kräfte G, Q_2, E_2 im Schwerpunkt von ABC.

Der Druck auf die Gleitfläche AC ist in allen Fällen unter dem Reibungswinkel ϱ gegen die Senkrechte zu AC geneigt anzunehmen aus der Vorstellung heraus, daß das Erdprisma

Abb. 16.

Abb 17.

ABC auf AC oder den dazu parallelen Flächen abrutscht, wenn die Mauer nachgibt.

Der Druck auf die Wand AB dagegen kann irgendeine Richtung haben zwischen den Grenzen $\delta = 0$ und $\delta = \varrho$, wenn δ den Winkel der Druckrichtung gegen die Senkrechte zur Wand AB bedeutet.

Die Unsicherheit der statischen Erddrucktheorie beruht ja bekanntlich darauf, daß wir die Richtung des Erddruckes auf die Wand AB mit Hilfe der allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen nicht ermitteln können und in allen Fällen hierüber eine Annahme machen müssen, um überhaupt zu einer Schlußfolgerung zu kommen. Die Ermittelung der Richtung und Größe des Erddruckes mit Hilfe von Elastizitätsgleichungen ist bisher nicht gelungen. Über allgemeine Ansätze zu den Bedingungsgleichungen ist man nicht herausgekommen. Der Versuch einer für den ausführenden Ingenieur brauchbaren Lösung dieser statisch unbestimmten Aufgabe mit Elastizitätsgleichungen erscheint zurzeit noch ziemlich aussichtslos[2]).

Im Grenzfalle der Abb. 14 aber kann die Richtung des Erddruckes E nicht steiler sein als parallel der Oberfläche, weil sonst eine Druckverteilung auf AB nach Abb. 16 entstehen

Abb. 18.

würde. Bei steilerer Richtung von E wäre der obere Teil der Wand unbelastet, man müßte ihn also entfernen können, ohne das Gleichgewicht zu stören. Das ist aber zweifellos nicht möglich. Deshalb scheidet für den Grenzfall der Abb. 14 eine steilere Richtung des Erddruckes als parallel zur Oberfläche aus.

Im Grenzfall der Abb. 15 andererseits ist eine flachere Richtung des Erddruckes E als unter dem Reibungswinkel ($\delta = \varrho$) unwahrscheinlich, weil sonst die Formänderungsarbeit einen größeren Wert annehmen würde. Je flacher die Richtung des Druckes auf die Wand AB angenommen wird, um so größer werden E_2 und Q_2, um so weiter rückt der Angriffspunkt auf der Wand in die Höhe, um so größer wird die Formänderungsarbeit, also um so unwahrscheinlicher wird der Gleichgewichtszustand.

Abb. 17 zeigt z. B. die Druckverteilung im Falle der Abb. 10 und 13, wenn man die ΔE_2 wagerecht annehmen würde. Dieser Gleichgewichtszustand kann als unwahrscheinlich ausgeschieden werden.

Wenn ferner zwei Gleichgewichtszustände möglich sind: bei dem einen schneidet E die Wand AB oberhalb ihrer Mitte, bei dem zweiten unterhalb der Mitte, die Richtung von E sei in beiden Fällen gleich, so entspricht dem zweiten Falle (unterhalb der Mitte) die kleinere Formänderungsarbeit, also die größere Wahrscheinlichkeit.

Der wirkliche Gleichgewichtszustand liegt somit wahrscheinlich zwischen den Grenzen der Abb. 14 und 15.

Abb. 19.

Abb. 20.

In Abb. 18 sind die wahrscheinlichen Grenzen dargestellt:

1. Der Schnittpunkt der drei Kräfte G, Q, E muß auf der Schwerlinie von G zwischen der Gleitfläche AC und dem Schwerpunkt der Fläche ABC liegen.
2. Der Angriffspunkt von E auf der Wand AB muß zwischen dem unteren Drittelpunkt und der Wandmitte liegen.
3. Die Richtung des Erddruckes E auf der Wand AB kann unter den durch 1 und 2 gegebenen Einschränkungen bei wagerechter Geländeoberfläche irgendwie zwischen $\delta = 0$ und $\delta = \varrho$ geneigt sein (δ = Abweichung von der Senkrechten zur Wand). Ist die Geländeoberfläche unter α geneigt, so werden die Grenzen: $\delta = \alpha$ und $\delta = \varrho$ (vergleiche die oben genannte Arbeit Seite 51).

Wahrscheinlich wird der wirkliche Gleichgewichtszustand der Abb. 14 erheblich näher sein als der Abb. 15.

Abb. 19 zeigt z. B. die Druckverteilung auf AB und AC, wenn man annimmt, daß die Stützung der einzelnen Erdteilchen (Abb. 10) zu $^3/_4$ nach Abb. 14 und $^1/_4$ nach Abb. 15 erfolgt ($\Delta P_1 = \frac{3}{4} \Delta G$ nach Abb. 11). Bemerkenswert ist dabei die Form der σ_e- und σ_q-Flächen. Die Mittelkraft E greift höher als auf $^1/_3$ der Wandhöhe AB an. Bemerkenswert ist dabei auch, daß die Neigung des Druckes σ_e von oben nach unten abnimmt. Abb. 19 stellt eine mögliche Übergangsform zwischen den Grenzzuständen der Abb. 14 und 15 dar.

Nach Abb. 18 müßte es aber auch möglich sein, daß der Erddruck E im unteren Drittelpunkt der Wand AB unter $\delta = \varrho$ angreift. Hierin könnte ein Widerspruch mit dem Grenzzustand Abb. 14 gefunden werden. Wir wollen daher diesen Fall noch näher betrachten und für die folgenden Darstellungen annehmen, daß der Reibungswinkel oder, was dasselbe ist, der natürliche Böschungswinkel der Erde $\varrho = 30^0$ ist. Dann ist be-

[2]) Eine vorzügliche Arbeit über den gegenwärtigen Stand der mathematischen Behandlung dieser Fragen bietet H. Reißner, Zum Erddruckproblem, Sitzungsberichte der Berliner Mathematischen Gesellschaft, XXIII. Jahrgang.

kanntlich die Gleitfläche AC unter 60° gegen die Wagerechte geneigt.

Die Neigung des Erddruckes zur Wand AB wollen wir unter $\delta = \varrho = 30^0$ annehmen. Dann ergeben sich folgende Druckflächen:

Abb. 20 enthält die beiden Grenzzustände Abb. 16 und 15. Die ausgezogenen Druckflächen gelten für $\varDelta P_1 = \varDelta G$ (Abb. 10 und 12), die gestrichelten Druckflächen für $\varDelta \gamma_1 = 0$ (Abb. 10 und 13).

Abb. 21 gilt für $\varDelta P_1 = \frac{3}{6} \varDelta G$ (Abb. 10 und 11).

Abb. 22 „ „ $\varDelta P_1 = \frac{4}{6} \varDelta G$ „ „

Abb. 23 „ „ $\varDelta P_1 = \frac{5}{6} \varDelta G$ „ „

Den gesuchten Gleichgewichtszustand zeigt die Abb. 22, sie ergibt sich, wenn man $^2/_3$ der ausgezogenen Druckflächen

Abb. 21.

Abb. 22.

von Abb. 20 und $^1/_3$ der gestrichelten Druckflächen dieser Abb. addiert.

Im Grenzzustand $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} = 1$ der Abb. 20 liegt die Spitze der σ_{e_1}-Fläche an der gleichen Stelle D, wo die σ_{e_2}-Fläche des anderen Grenzzustandes $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} = 0$ ihre größte Höhe hat. Dieser Punkt D liegt bei $\varrho = 30^0$ im oberen Drittelpunkt der Wand AB.

In Abb. 22 entspricht demnach die σ_e-Fläche dem Wasserdruck. Die Mittelkraft E geht durch den unteren Drittelpunkt der Wand AB.

Nimmt man aber bei gleicher Richtung des Erddruckes $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} < \frac{2}{3}$ an, so knickt die Drucklinie der σ_e nach außen aus, und E rückt oberhalb des Drittelpunktes (Abb. 21).

Wenn dagegen $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} > \frac{2}{3}$ ist, so knickt die Drucklinie der σ_e nach innen ein, und E rückt unterhalb des Drittelpunktes (Abb. 23).

Dieser letzte Gleichgewichtszustand mag in Wirklichkeit gelegentlich vorkommen. Für die Grenzen der möglichen Gleichgewichtszustände, die wir zum Zweck der Berechnung von Stützmauern suchen, müssen wir diesen Fall als zu günstig ausscheiden und dabei bleiben, daß wir eine tiefere Lage von E als im unteren Drittelpunkt vorsichtigerweise nicht annehmen dürfen.

Bemerkenswert aber ist, daß die Möglichkeit einer Druckverteilung nach Abb. 22 gebunden ist an eine ganz bestimmte Kraftverteilung nach Abb. 10 und 11. In diesem Falle muß $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} = \frac{2}{3}$ sein.

Nun entsteht die weitere Frage: Wie muß Abb. 23 geändert werden, damit E durch den unteren Drittelpunkt geht. Die Antwort lautet: Die Richtung von E muß flacher gewählt sein. In Abb. 24 ist für $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} = \frac{5}{6}$ der Fall dargestellt, bei dem die σ_e-Fläche geradlinig begrenzt wird. Die Spitze D des σ_{e_1}-Dreieckes muß in diesem auf $^1/_6$ der Wandhöhe von oben liegen. Die Richtung des Erddruckes E auf die Wand AB muß somit parallel der Verbindungslinie CD sein, der Winkel δ wird in diesem Falle $\delta \backsim 16^0$.

Wenn man demnach annimmt, daß E die tiefste mögliche Lage einnimmt, also durch den unteren Drittelpunkt der Wand AB geht, so ist die steilste, also günstigste Richtung von E davon abhängig, wie das Gewicht $\varDelta G$ des einzelnen Erdteilchens sich auf seine Unterlage entsprechend Abb. 10 und 11 verteilt.

Ist die Annahme $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} = \frac{2}{3}$ zulässig, so ist es zulässig, $\delta = \varrho = 30^0$ zu setzen.

Ist aber $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} > \frac{2}{3}$, so muß $\delta < 30^0$ angenommen werden.

Für $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} = \frac{5}{6}$ ergibt sich z. B. $\delta \backsim 16^0$.

Ist gar $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} = 1$, so muß $\delta = 0$ (oder allgemeiner bei schräger Geländeoberfläche parallel der Oberfläche) werden.

Die Annahme $\frac{\varDelta P_1}{\varDelta G} = \frac{2}{3}$ erscheint aber gefühlsmäßig (genaues wissen wir nicht) unzulässig. Wahrscheinlich (gefühlsmäßig) ist $\frac{\varDelta \gamma_1}{\varDelta G} > \frac{2}{3}$.

Daher erscheint die vielfach übliche Annahme, daß E auf $^1/_3$ der Wandhöhe und unter dem Reibungswinkel ϱ angreift, unvorsichtig. Dagegen wird man bei wagerechter Erdoberfläche und auch bei flacher Geländeneigung in der Regel sicher gehen, wenn man E auf $^1/_3$ der Wandhöhe und parallel der Oberfläche annimmt. Müller-Breslau empfiehlt bekanntlich, $\delta \leqq 0{,}8\,\varrho$ anzunehmen.

Wenn sich aber die Geländeneigung der natürlichen Böschung nähert, so nähert sich der Angriffspunkt von E der Wandmitte (wie in der oben genannten Arbeit Seite 59 begründet ist).

Die hier behandelten Grenzzustände sind bereits in der obengenannten Arbeit entwickelt und für verschiedene Neigungen der Wand A B und der Geländeoberfläche B C ausführlicher

Abb. 23.

Abb. 24.

erörtert. Es fehlte aber in der obengenannten Arbeit (siehe Seite 49) noch die Verbindung zwischen den beiden Grenzzuständen, die hier gegeben wird. Neu ist in der vorliegenden Arbeit die Begründung der wahrscheinlichen Grenzzustände und die Entwicklung ihrer möglichen Übergangsformen.

Diese Darstellungen geben dem ausführenden Ingenieur eine recht anschauliche Vorstellung über die mögliche Druckverteilung auf der Mauer und über den Spielraum ihrer Wahrscheinlichkeit, der durch die statische Unbestimmtheit der Aufgabe bedingt ist.

Von den Übergangsformen zwischen den in oben genannten Arbeit entwickelten Grenzzuständen bei geneigter Geländeoberfläche mögen noch zwei weitere Beispiele gezeigt werden.

Abb. 25 zeigt z. B. den Fall steigenden Geländes mit der tiefsten Lage und der steilsten Neigung des Erddruckes. Diese

Form der Druckfläche gilt aber nur unter der Voraussetzung, daß in diesem Falle $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} \backsim \frac{3}{4}$ angenommen werden kann. (Vgl. Abb. 47 und 48 der oben genannten Arbeit.)

Abb. 26 zeigt eine mögliche Form der Druckflächen bei fallendem Gelände ebenfalls unter der Annahme $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} \backsim \frac{3}{4}$ (vgl. Abb. 51 und 52 der oben genannten Arbeit). Gerade für diesen Fall fehlte bisher eine annehmbare Vorstellung über die Druckverteilung. Abb. 26 gibt eine solche.

Ferner ist in der oben genannten Arbeit dargestellt, in welchem Sinne sich die Form der Druckflächen ändert, wenn man an Stelle einer geraden Gleitfläche AC eine gekrümmte Gleitfläche annimmt.

Eine grundsätzliche Änderung der bisherigen Ergebnisse tritt hierbei nicht ein. Die Druckflächen der σ_e und σ_q werden alsdann durch krumme Linien begrenzt, derart, daß die

Abb. 25.

Abb. 26.

σ_e und σ_q an der Erdoberfläche mit dem Wert = o beginnen. Die Knicke der Begrenzungslinien werden ausgerundet. Die Mittelkräfte E und Q müssen natürlich durch die Schwerpunkte der Druckflächen gehen.

In Wirklichkeit ist die Gleitfläche nach den Versuchen von Müller-Breslau flach gekrümmt. Diese Krümmung weicht aber nur wenig von der Geraden ab. Ihre Folge ist, daß der wirkliche Erddruck etwas größer ist als der aus einer geraden Gleitfläche berechnete. Die Rechnung mit gekrümmten Gleitflächen ist aber sehr umständlich und unsicher, die Rechnung mit geraden Gleitflächen dagegen einfach. Deshalb empfiehlt es sich, die Annahme gerader Gleitflächen beizubehalten.

Die bisherigen Widersprüche zwischen der Coulombschen und der Rankineschen Erddrucktheorie ergeben sich nach diesen Überlegungen als nur scheinbare, insofern als die Rankinesche Theorie nur einen Grenzfall der möglichen Gleichgewichtszustände darstellt.

Ebenso lassen sich die Unstimmigkeiten zwischen den Versuchsergebnissen[3]) und der bisher üblichen Erddrucktheorie zwanglos erklären, wenn man den wirklichen Gleichgewichtszustand als zwischen den beiden gekennzeichneten Grenzfällen liegend ansieht. Insbesondere erklärt sich hieraus die von Müller-Breslau durch Versuche festgestellte Tatsache, daß der Erddruck in der Regel höher als auf $^1/_3$ der Wandhöhe angreift

Nur die eine Vorstellung muß man aufgeben, daß die Verteilung des Erddrucks auf eine Stützmauer sich ähnlich verhalten müsse wie der Wasserdruck auf eine Seitenwand.

Die Entstehung des Erddruckes auf eine Mauer ist nicht denkbar ohne eine Formänderung des Erdprismas ABC, ist nicht denkbar ohne das Auftreten von Reibungswiderständen und Schubspannungen. Der Ausgangspunkt für die Erddruckuntersuchungen ist die Annahme einer sogenannten Gleitfläche. Im ruhenden Wasser gibt es aber weder Reibung noch Schubspannungen, also auch keine Gleitfläche. Der Erddruck ist also grundsätzlich vom Wasserdruck verschieden. Er kann sich unter besonderen Umständen ähnlich verhalten, muß es aber nicht.

Die hier gezeigte Darstellung der möglichen Druckflächen und ihrer Grenzzustände hat für den Entwurf und die Berechnung von Stützmauern den Vorteil, daß sie davor schützt, zu günstige oder zu ungünstige Annahmen der Berechnung zugrunde zu legen. Die Grenzen, zwischen denen Richtung und Angriffspunkt des Erddruckes anzunehmen sind, lassen sich enger fassen, als es bisher üblich war. Jedoch bleibt eine gewisse Unsicherheit bezüglich Richtung und Lage des Erddruckes bestehen. Das ist darin begründet, daß die Aufgabe statisch unbestimmt ist. Der Ungenauigkeitsgrad bei der Berechnung von Stützmauern ist aber weniger in der Mangelhaftigkeit der statischen Erddrucktheorie begründet als vielmehr in der Unsicherheit bezüglich der Bezifferung der physikalischen Eigenschaften der Hinterfüllungserde (natürlicher Böschungswinkel, Raumgewicht und zulässige Bodenpressung). Was die Druckverteilung nach Abb. 10 und 11 anlangt, so wäre sie näherer Untersuchung wert. Vielleicht ergibt sich eine Möglichkeit, aus den beobachteten Werten bei Erddruckversuchen rückwärts auf die Form der σ_e-Fläche und aus dieser auf die Druckverteilung nach Abb. 10 und 11 Schlüsse zu ziehen.

Die oben genannte Arbeit enthält ferner zeichnerische Darstellungen, aus denen sich die Größe des Erddruckes in seiner Abhängigkeit von dem natürlichen Böschungswinkel ϱ, von der Geländeneigung und von der angenommenen Richtung des Erddruckes für die am meisten vorkommenden Fälle ohne weiteres entnehmen läßt.

[3]) Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, Stuttgart, Kröner, 1906, Seite 151.

DIE PRAXIS DER EISABWEHR BEI WASSERKRAFTANLAGEN.

Von Berat. Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Leiner, Privatdozent an der Technischen Hochschule, München.

Übersicht. Nach kurzem Überblick über die verschiedenen Formen der Eisbildung werden die technischen Mittel der Eisbekämpfung entsprechend der heutigen Kenntnis und Erfahrung in eine übersichtliche Systematik gebracht und, zum Teil auf Grund eigener Vorschläge des Verfassers, näher besprochen.

Eisstörungen gehören in den mittleren und nördlichen Breiten zu den größten Feinden des Wasserkraftbetriebes. Immerhin kann man sagen, daß dort, wo es zu Betriebsstörungen kommt, in den meisten Fällen nicht die Übermacht der Naturkraft, sondern die Unkenntnis der Erbauer die Schuld trägt. Die Kenntnis der einzelnen Formen des Eises und ihrer Entstehungsursachen bildet die Grundlage jeder Eisabwehr. Eine kurze Übersicht sei daher vorausgeschickt.

I. Formen des Eises.

Die verschiedenen Erscheinungsformen des Eises in den Triebwerken sind:

1. Das Oberflächeneis. Es bildet sich bei Flüssen an stromgeschützen Stellen, wird aber, besonders bei steigendem Wasser, durch Strömung, Wellenschlag u. dgl. leicht von den Ursprungsstätten gelöst und fortgeführt. So verursacht die Erhöhung der Reibungswiderstände beim Auftreiben des später besprochenen Grundeises ein Steigen des Wasserspiegels und damit die Lösung des im Fluß gebildeten Oberflächeneises. Der verstärkte Eisgang kommt dann gewöhnlich an Brückenpfeilern, Krümmungen, Ufervorsprüngen u. dgl. zum Stehen. Die Schollen und das zwischen ihnen ruhigere

Wasser frieren zu einer gemeinsamen starken Oberflächeneisdecke zusammen, die erst stärkerem und längerem Tauwetter und weiter steigendem Wasser zu weichen pflegt und dann schweren, zu Eisstößen neigenden Eisgang verursacht.

An den Feinrechen kann besonders das dünne Oberflächeneis durch Hochklappen und breite Verlegung des Querschnittes Störungen verursachen.

2. Nadeleis- oder Roheis. Es bildet sich besonders in sternklaren Frostnächten bei starkem Windanfall und bei fehlender Eisdecke. Bei zugefrorenem Fluß tritt Nadeleisbildung nicht ein, sondern die Eisdecke verdickt sich durch Ansatz von Krystallen. Auch bei bewölkter Luft, selbst bei stärkerer Kälte, soll sich nach Beobachtungen des Elektrizitätswerk Hafslund[1]) (am Glommen) kein Nadeleis bilden. Letztere Feststellung mit ihrer absoluten Verneinung scheint aber doch der Nachprüfung zu bedürfen. Wind und Frost dürfte das Wesentliche sein, denn die Nadeleisbildung muß naturnotwendig eintreten, wenn die Wassermassen sich der Temperatur o nähern. Das Wasser sättigt sich dann mit kleinen, an der Oberfläche gebildeten und von der Strömung fortgeführten Eisnadeln, die sich an festen Gegenständen, also vorwiegend an den Rauhigkeiten des Flußbettes, festsetzen. Eisenstäbe, beispielsweise Rechenstäbe, die aus der kalten Luft den Frost zum Wasser fortleiten, vereisen schnell, offenbar teils durch Neubildung von Eiskrystallei, teils durch Anfrieren treibender Nadeln. An norddeutschen Strömen beobachtete Klärung des Wassers bei eintretender Nadeleisbildung[2]) scheint darauf zu deuten, daß auch die Schwebestoffe dabei eine Rolle spielen.

3. Grundeis. Die Annahme Lüschers[3]), daß zuerst eine Abkühlung des Flußbettes durch Schmelzen der Nadeleiskrystalle und schließlich eine Neubildung von Eis an der Sohle stattfindet, hat viel Wahrscheinlichkeit: Blättriges Grundeis. An dieses setzen sich treibende Nadeleiskrystalle oder zum Gefrierpunkt heruntergekühlte Wasserteilchen, und es entstehen weiße, körnige, rauhreifartige, ballige Massen: Körniges Grundeis. Dieses löst sich teils durch den mit der Größe wachsenden Strömungsangriff, teils durch den Auftrieb nach einiger Zeit vom Grunde und verursacht das unter 1 erwähnte Grundeistreiben, das teils auf der Oberfläche, teils inmitten des Stromschlauches vor sich geht, da das Grundeis mit vom Flußbett kommenden Sinkstoffen aller Art beschwert ist.

4. Schlammeis oder Gallerteis. Es ist ein sekundäres Erzeugnis. Durch Wärme gelockertes Scholleneis zerfällt in eine Art Nadelmasse und ebenso wird festes Nadeleis beim Eintritt in wärmere Wasserströmungen getaut und ähnlich dem tauenden Schnee haftfähig und plastisch. Schlammeis entsteht daher beim Einströmen kalten, eisführenden Wassers in wärmeres Wasser beispielsweise beim Übergang von Eiswasser in eine übereiste Strecke oder einen Stollen. Ebenso entsteht es aber auch beim Eintritt warmer Strömungen in kaltes, eisbeladenes Wasser, beispielsweise beim Ausströmen aus langen Stollen in eine den Nordwinden ausgesetzte Freistrecke. Auch unvermittelt auf Tauwetter folgender Frost kann Schlammeis bringen. Bekannt und gefürchtet sind die das ganze Profil füllenden Schlammeisbildungen bei Eisstopfungen des Frühjahrshochwassers in Norddeutschland, dadurch entstanden, daß Eis- und Schneemassen unter eine Eisdecke treten, wo Frost- und Wasserwärme sie zum teilweisen Schmelzen bringen. Bei Wasserkraftanlagen ist Schlammeis die gefährlichste Eisform, da es Rechen und Turbinen vollkommen verlegen kann.

5. Schnee. Er kommt als Lawine, von abbrüchigen Steilhängen oder unmittelbar mit dem Scholleneis in das Wasser und verhält sich ähnlich wie Schlammeis.

1) Th. Koehn, Ausbau von Wasserkräften, S. 835.

2) Görz und Buchheister, Das Eisbrechwesen im deutschen Reich, Berlin 1900.

3) Lüscher, Das Grundeis, Aarau 1906.

II. Bekämpfung der Eisgefahren.

1. Unbedingte Verhütung der Wasserauskühlung.

Das sicherste Mittel gegen jede Eisgefahr ist die Verhind rung der Auskühlung des Wassers, wie sie durch Stollen, t in Erde verlegte Druckleitungen und bei kleinen We gräben durch völlige Überdeckung mit Holzbohlen reicht wird. Das Mittel ist teuer, kann aber bei Lawine Erdrutsch- und Steinschlaggefahr sogar aus allgemeinen, ba lichen Gründen die zweckmäßigste Lösung sein.

2. Bedingte Verhütung der Wasserauskühlung.

Einen bedingten Schutz gegen allgemeine Vereisung bild eine feste Eisdecke im Mutterfluß und Werkkanal, we möglich, in Verbindung mit einem größeren Staubecken. mechanischen Betrieben (Mühlen, Zellstoffwerken u. dgl.) sov bei manchen elektrothermischen und elektrochemischen B trieben mit einigermaßen gleichmäßiger Belastung läßt si bei Frost eine Eisdecke schaffen und erhalten. Mit Beginn d Frostes muß dazu der Betrieb während einiger Zeit eingeschrän oder notfalls stillgelegt werden. Nach Lüschers Vorschlag ka man durch Querhölzer und ähnliche Maßnahmen, z. B. Latte gerüste mit Weiden- oder Rohrfüllung der Flächen, an d Oberfläche der Werkkanäle den Vorgang der Eisdeckenbildu unterstützen. Ähnlich wirkt das an Wildbächen erprob Mittel, an gegenüberliegenden Uferstellen Bäume in d Schnee zu stecken, deren Äste den Bach dachartig übe decken. Durch Einrammen von Pfählen kann dem Scholleno ein gewisser Halt gegen Abtrieb gegeben werden.

Ein derartiger Eisschutz hat aber nur dann Zwec wenn er während der ganzen Frostperiode ständig gehalt werden kann, andernfalls entsteht mehr Schaden als Nutzen, gebrochenes und plötzlich massenhaft abtreibendes Eis c Veranlassung zu schweren Betriebsstörungen werden kan Bei kleineren Werkkanälen geben die erwähnten Querbäume d Eisdecke einen gewissen Halt und Schutz gegen plötzlich Abtrieb.

Zur Erzielung einer Eisdecke darf die mittlere Geschwind keit des Wassers für Mitteleuropa bei mäßigen Höhen nicht üb 0,8—1 m, je nach Frostigkeit der Gegend, steigen.

Geringere Geschwindigkeiten verbieten sich meist wegen der Verschlammungs- und Versandungsgefahr In groß Höhen und in nördlichen Gegenden rückt die Geschwindigkei grenze auf 1,50 m/s und höher.

3. Milderung unvermeidbarer Eisbildung.

Wasserkraftbetriebe mit stark wechselnder Belastung, a die meisten Werke, haben einen schwankenden Stauspiegel. Ei feste Eisdecke kann sich nicht bilden, denn gefrorene Deck werden abgehoben oder aufgebrochen, knicken bei sinke dem Wasser, schieben sich übereinander, Eisschollen heb sich, frieren zusammen usw. Der Abflußquerschnitt wi dadurch verengt, und gelegentlich kommt es zu regelloser E abfuhr und zu katastrophalen Eisstößen am Rechen.

Der Betrieb flacher Tagesausgleichbecken wi unter diesen Umständen fast unmöglich, da sie allmählich ve eisen. Leichter ist der Speicherbetrieb im Fluß bezw. Kan Hier ist es am richtigsten, die Bildung einer Eisdec überhaupt zu verhindern.

Ordentliche Regulierung des Mutterflusses bedeutet f diesen und somit auch für den Werkkanal eine Herabminderu der Gefahr der Eisversetzung und gewaltsamer Lösung, au die Grundeisbildung wird dadurch vermindert. Die Au kühlung des Kanalwassers und damit die Eisbildung i Kanal bekämpft man durch Fernhaltung des Fremdeis durch Verwendung schmaler, tiefer Querschnitte und dur Vermeidung der Wasserauskühlung infolge guter Wärmeleit die aus der Luft unter Wasser tauchen. (Eiserne Rechenstäb eiserne Brückenpfeiler, eiserne Uferbefestigungen u. dg

Erdkanäle müssen im Herbst von Versandung u Verkrautung befreit werden, teils zur Bekämpfung d

Grundeisbildung, teils zur Erhöhung des Abfuhrvermögens. Zweckmäßig sind glatte Bettwandungen aus Beton, doch ist ihre Lebensdauer in Höhe des Wasserspiegels begrenzt.

Zur Fernhaltung des fremden Eises dienen feste oder schwimmende Eisabweiser, die das Eis zum Freilauf des Wehres leiten, und richtig konstruierte Grobrechen. Eisenbahnmaschinen haben bei letzteren den Nachteil starker Kälteleistung und ungünstiger Profilform. Sie vereisen leicht, besonders, wenn noch in der Nähe des Wasserspiegels eine Quersteifung liegt. Drehbare Rundhölzer in Holzrahmen haben sich im Werk Klagenfurt[4]) bei Vereisung wesentlich besser bewährt. Die starke Querschnittverengung und geringere Widerstandskraft gegen den Angriff von Treibzeug sind allerdings Nachteile, die nur durch geschickte Anordnung gemildert werden können. Im Jahre 1912 erhielt Herr August Kurz unter D. R. P. 238 665 eine ähnliche Vorrichtung patentiert: Holzrollen mit eisernen Achsen, durch Kegelräder gedreht. Auf den Holzrollen längs laufende Winkeleisen sollten das Eis noch gründlicher zum Freilauf weisen, eine m. E. nur zur Vereisung des Rechens führende unzweckmäßige Ergänzung.

Ungleiche Geschwindigkeiten und Wechsel der Wasserwärme durch Aufeinanderfolge mäßig langer Freistrecken und überdeckter Strecken sind wegen der Begünstigung der Schlammeisbildung zu vermeiden. Kurze übereiste Strecken, beispielsweise eine Spiegelverbreiterung unmittelbar vor dem Krafthaus, sind ungefährlich, weil der Aufenthalt des Eises für die Schlammeisbildung zu kurz ist. Andererseits sind lange, große Stauhaltungen nicht nur nicht schädlich, sondern nützlich, weil das Eis hier vollkommen fortschmelzen kann. Schädlich ist nur die mittlere Länge der Wechselstrecken.

Wie bereits unter 1 gesagt, ist die tiefe Verlegung der Druckrohre in Erde ein wirksamer Schutz gegen Auskühlung des Wassers. Lange Druckrohrleitungen, die in rauhem Klima den nördlichen Winden ausgesetzt sind, leiden unter Vereisung der Wände, die große Teile des Querschnittes (Werk Klagenfurt bis 34%) verlegen kann. Nur wo verhältnismäßig warmes Wasser auf kurze Strecken schnell fortgeleitet wird, ist keine Gefahr, also beispielsweise bei Gewässern, die vorwiegend aus Quellen oder Hochseen gespeist werden oder sich im Steilabsturz erwärmen.

Bei gefährdeten Leitungen kommt die tiefe Verlegung in Erde oder wenigstens die Verwendung von Eisenbeton- oder Holzrohren in Betracht. Gut ist auch eine Umkleidung der Eisenrohre mit Umbauten aus Holz oder Eisenbeton bei Freihaltung eines Zwischenraumes für Revision und Reparatur. Die Erschwerung aller Reparaturen und der hohe Preis sind aber erhebliche Mängel, so daß in so verzweifelten Fällen der Druckstollen meistens den Vorzug verdient. Bei Lawinen-, Erdrutsch- oder Steingefahr ist letzterer schon aus allgemein baulichen Gründen die gegebene Lösung.

4. Unschädliche Abführung des unvermeidbaren Eises.

Bildet sich trotz aller Vorsorge Eisgang oder Eisstand im Kanal, so wird man das Eis stetig und so schnell als möglich zum Unterwasser führen. Bankette dicht über dem Höchststau sind bei tiefen Einschnitten wertvoll für die künstliche Nachhilfe. Bei Eisstand muß der Kanal vom Werk aus aufwärts abgeeist werden, indem das Eis vom Ufer aus aufgeschlagen oder bei stärkerer Decke eventuell mit Hilfe von Tragbrettern quer zur Achse mit der Eissäge zerschnitten bzw. mittels Eishacken bearbeitet wird. Durch Wuchten und Brechen werden dann einzelne Schollen zum Abtrieb gebracht, was durch die bei schwankendem Stauspiegel entstehenden Längsrisse begünstigt wird. Große Schollen müssen notfalls unterwegs oder spätestens am Eisschütz bezw. Freilauf weiter zerkleinert werden, worauf bereits bei Konstruktion des dortigen Laufsteges Rücksicht zu nehmen ist.

Bei bereits stark verdicktem Eis hat man sich im Elektrizitätswerk Klagenfurt[5]) zeitweise darauf beschränken müssen, nur in der Mitte des Kanals eine etwa 15 m breite Rinne freizumachen. Dadurch wird nicht nur dem Werkwasser ein freierer Durchfluß eröffnet, sondern auch die Abfuhr des verbliebenen Randeises vorbereitet. Durch den schwankenden Spiegel wird das letztere von den Ufern gelöst und kommt dann von selber oder mit künstlicher Nachhilfe ebenfalls zum Abtrieb. Sprengungen mit Dynamit haben sich wenig bewährt und sind auch wegen der Gefahr der Böschungsverletzung, besonders bei betonierten Kanälen, nicht zu empfehlen. Günstigere Erfolge geben bekanntlich Pulversprengungen, doch wird man auch zu diesem Mittel erst greifen, wenn die Handarbeit versagt. An den norddeutschen Strömen hat sich am besten die Verwendung von Eisbrechdampfern bewährt, die mit dem flach gebauten Steven auf das Eis auflaufen und durch ihr Gewicht die Decke zerbrechen. Das Mittel ist auch für große Kraftanlagen beachtenswert. Wenn der Dampfer sich hauptsächlich in der Mitte des Kanals hält und die Seitenschollen durch sogenanntes „Rändern" zum Abtrieb bringt, so sind Beschädigungen der Böschung nicht zu befürchten.

An Steilufern und auf Ufereis gehäufte Schneemassen müssen ähnlich wie das Eis allmählich und zu passender Zeit abgestoßen werden, damit sie nicht durch gelegentlichen starken Zustrom gefährlich werden. Gegen Lawinen ist der beste Schutz ein Stollen.

Wo es die Örtlichkeit gestattet, sorgt man bereits im Zuge des Kanals für Zwischenentlastung durch Eisschützen mit hinweisenden Eisleitwerken. Am Wasserschloß bzw. am Krafthaus müssen jedenfalls Eisentlastungsanlagen in reichlicher Größe vorhanden sein.

Das Oberflächeneis wird hier durch besondere schwimmende oder feste Leitwerke — erstere meistens aus Holz, letztere auch aus Eisenbeton — zum Leerlauf bzw. Eisschütz geführt und von Zeit zu Zeit durch Ziehen des Grundablasses zur Vorflut weiter gespült. Die Abfallböden werden durch schwere Stammholzroste gesichert. Leitwerke erhalten kräftige Laufstege mit Geländer und tauchen mit ihrer Bohlenwand je nach dem Eisangriff etwa 0,8—1 m, der einfache Schwimmbaum genügt nur für kleine Verhältnisse und zur gelegentlichen Mithilfe.

Eisauslässe werden durch Senkschützen oder versenkbare Eisklappen ähnlich wie Floßdurchlässe abgeschlossen. Vorrichtungen zur Wasserersparnis, z. B. automatisch hochgestellte, erst vom Scholleneis heruntergedrückte Schwimmklappen u. dgl. sind zweckmäßig. Da Eisauslässe ebenso wie der Rechen am besten im Zuge der Strömung liegen, so ist nur die Befriedigung eines der beiden Ansprüche möglich: Wegen der Gleichmäßigkeit der Turbinenbelastung sollte man die Turbinen grundsätzlich senkrecht und symmetrisch zur Kanalachsengraden stellen und für die Eisabweiser die ungünstige Form gekrümmter oder schräg weisender Leitwerke wählen. Bei großen Massen treibenden Scholleneises verdient auch eine René Köchlin-Rossier und Locher u. Co. unter D. R. P. 304 457 patentierte Anordnung Beachtung, wonach das Oberflächeneis zusammen mit dem Rechengut zwischen Turbine und Schirmgenerator hindurchgeleitet wird, die Turbinenachse ist durch ein festes Eisenrohr gegen Beschädigungen geschützt.

Die Abführung des tiefgehenden Grundeises wird durch möglichst hohe Rechenschwellen, die schräg zum Grundablaß leiten, unterstützt.

Fortschwemmung des Schlammeises durch den Rechen mittels handgeführter Harken gelingt nur bei mittlerem Eiszudrang. Bei schwerem Schlammeisangriff sind maschinell hin und her bewegte wagerechte Schabestangen zu empfehlen, deren Gewichte so ausgeglichen werden können, daß nur die eigentliche Abkratzarbeit und die Reibung zu überwinden ist. Beim Werk Bruck a. d. Mur genügen 2 kW[6]). Rechenstäbe

[4]) Die Ausnutzung der Wasserleistung im hydraulisch betriebenen Elektrizitätswerk. Die Wasserwirtschaft 1915, S. 252 ff

[5]) Von Winkler, Elektrotechnik und Maschinenbau 1909.
[6]) J. ö. I. u. A. 1910, S. 385.

müssen bei Frostgefahr vor der Auskühlung durch die Frostluft geschützt werden, da sich das Eis an kalten Stäben besonders heftig ansetzt. Guten Erfolg verspricht folgender Entwurf des Verfassers: Die Rechenstäbe werden etwas unter dem Normalstau stromabwärts gebogen und enden in einem aus Bohlen gebildeten Holzrohr oder in einem, einen Teil der Rechenbühne bildenden Eisenbetonrohr, durch welches zu Zeiten der Grund- und Schlammeisgefahr Heißluft strömt, die durch elektrische Widerstandsheizung gewonnen werden kann oder auch direkt von den Generatoren zugeleitet wird. Die Vorderwand des Heizrohres liegt in der hinteren Ebene des Rechens, so daß die Rechenharken gut von dem Rechen auf die Bühne gleiten.

Beim Werk Klagenfurt hat man die Rechenstäbe unterhalb des Stauspiegels enden lassen und in der hinteren Rechenebene eine Bohlenverkleidung bis zur Bühne geführt, ein einfaches Mittel zur Verhinderung starker Auskühlung des Rechens und der dahinter liegenden Turbinenschützen durch Frostwind.

Abspritzen des Rechens mit Wasser (Rohr mit Löchern hinter dem Rechen) hat nur dann Erfolg, wenn warmes Wasser unter starkem Druck benutzt wird, im anderen Fall verhindert die große Masse des rasch den Rechen durchströmenden Wassers und herantreibenden Eises den Erfolg.

Dampfzuleitung und Heißwasserspritzung wurde bereits häufig mit Erfolg benutzt, ist aber teuer, wenn nicht Abfallwärme zur Verfügung steht.

Empfehlenswert ist bei Eisgefahr und ungeschützter Lage die Überbauung der Rechenbühne, wie man sie in zahlreichen Niederdruckkraftwerken ausgeführt findet. Die Auskühlung der Rechen und Schützen wird dadurch gemildert, zumal wenn der Überbau stromaufwärts durch eine bis zum tiefsten Stau reichende, um eine wagerechte Achse pendelnde Schürze gegen das Eindringen kalter Zugluft gesichert ist. Je ungeschützter das Werk gegen Nord- und Ostwinde ist, desto nötiger wird der Rechenschutz. Bei Wasserschlössern ergibt sich die Überbauung des Rechens schon aus der Situation. Derartige Anlagen erleichtern die Bedienung bei Frost und Wind und schonen die Gesundheit des Personals.

Die übliche Rechenkonstruktion mit Rundeisenverspannung und Abstandröhrchen in den Stabmitten beeinträchtigt die Leichtigkeit und Güte der Rechenreinigung. Nach dem Vorschlage v. Winklers legt man die Verspannung besser mittels Laschen oder geschweißter Ansätze hinter die hintere Rechenebene, muß dann aber besonders sorgfältig verspannen.

Die Vereisung der Turbinenschützen wird durch die oben skizzierte Holzrohrheizung der Rechenenden oder durch unmittelbare Heißluftheizung bekämpft.

Beobachtungen an einem amerikanischen Werk[7]) haben gezeigt, daß das Verstopfen der Turbinen mit Schlammeis durch eine geringe Erwärmung derselben verhindert werden kann. Man glaubt, daß bereits ein Unterschied von 0,001° genügt. Durch Anbringung von Drahtspulen an de Leiträdern und durch eine verhältnismäßig geringe Stromzufu (im Versuchsfall 3 kW) hat man mittels der hierbei erzeugte Wirbelströme diese Wärmeerhöhung geschaffen und Eisve setzungen vollkommen vermieden. Ähnlich wie bei einem Ker transformator entsteht bei Stromzuleitung ein Kraftfluß durc Leit- und Laufräder.

7) El. World 1924.

Von turbinentechnischer Seite wurde in Deutschlan diesen amerikanischen Versuchserfolgen gegenüber auf d Unmöglichkeit des nachträglichen Einbaues und die Störur des wirbelfreien Wasserdurchflusses hingewiesen. Beide Ei wände erscheinen abwegig. Die Schwierigkeit späterer A bringung der stromzuleitenden Spulen ist kein Beweisgrun gegen die Nützlichkeit der Neuerung, zumal der wassertechnis geschulte, erfahrene Fachmann die Eisgefahr bereits beim En wurf eines Wasserkraftbetriebes berücksichtigt und bei de amerikanischen Versuchen offensichtlich der Einbau er nach Inbetriebnahme der Turbinen erfolgte. Störung d Fließbewegung und somit eine geringe Schädigung d Turbinenwirkungsgrades ist theoretisch denkbar. In der Prax läßt sie sich durch geschickte Anordnung der Spulen, beispiel weise in den hohlen Leitradschaufeln oder in anderer turbine technisch gut durchgebildeter Spezialkonstruktion wahrschein lich vollkommen vermeiden. Die Turbinentechnik hat bereit schwierigere Probleme gelöst. In Fällen, wo die Turbine heizung notwendig wird, kann ein Versuch mit dieser au sichtsreichen Neuerung durchaus empfohlen werden.

Bei nur gelegentlicher Vereisung hat es sich auch bewähr nachts allein mit Handregelung zu arbeiten, indem ab wechselnd jede Turbine kurze Zeit stärker belastet wird. I jedem Fall muß das Wasser, selbst ohne Nutzleistung, ständi in Bewegung gehalten werden. Bereits vereiste Turbinen müsse durch Einleitung von Heißwasser oder Dampf aufgetaut werden

Ständige Dampfheizung, Heißluftheizung oder elektrisch Heizung an äußeren oder inneren Turbinenteile wurde vielfach versucht, dürfte aber der erwähnten Wirbelstrom heizung nachstehen, da die Hauptsache eine geringe Erwärmun der Eisenteile ist, während eine Wasserwärmung unve hältnismäßig teuer kommt, wenn sie wirksam sein soll. Dampf heizungen sind so zu führen, daß nicht bei Betriebspause das Kondenswasser in Wassersäcken gefrieren kann. Aus letz terem Grunde verdient die Heißluftheizung allgemein den Vo zug vor Dampfheizung.

Je glatter und großräumiger die Schaufelung an Leit und Laufrädern ist, desto geeigneter ist die Turbine bei Eis gefahr.

Saugrohre dürfen keine Abkühlung der Turbine be wirken. Ich empfehle dieselben mit mehrfacher Strohseilum wicklung, Hessianüberspannung und Anstrich zu versehen ode nach dem Beispiel des Werkes Klagenfurt, den Raum, in den da Saugrohr mündet, durch eine einfache Pendelschürze mit hori zontaler Achse und auf dem Wasser ruhenden Schwimmer mi Strohbürstendichtung (ähnlich der Schürze bei Rechenüber bauung) abzuschließen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Feuersgefahr bei vorbehandeltem Holz.

Nach Engineering News-Record 1924, Vol. 93, Nr. 21, S. 825.

Wenn Bauholz vorbehandelt wird, so wird es beinahe immer mit Kreosot getränkt. Bezüglich solchen kreosotierten Holzes scheint die Meinung vorherrschend zu sein, daß es feuergefährlicher sei als unbehandeltes Holz. Der dichte Rauch und das wilde Feuer bei solchem kreosotiertem Holz scheinen die größere Feuergefährlichkeit zu bestätigen. Es wurde jedoch festgestellt, daß in solchen Fällen das Feuer vornehmlich vom Öl und nicht vom Holz genährt wurde, und daß viel weniger Holz vom Feuer verzehrt worden ist. Während frisch kreosotiertes Holz an der Oberfläche leichter entzündbar ist, ist nach 6 Monaten bis 1 Jahre die Feuergefährlichkeit vermindert, weil die flüchtigen Öle bis zu dieser Zeit verflüchtigt sind. Untersuchungen ergaben eine durchschnittliche Entzündungszeit von 5 Minuten 4 Sekunden für kreosotiertes und 2 Minuten 4 Sekunden für unbehandeltes Holz. Die entsprechende durchschnittliche Brenndauer war 23 Minuten 36 Sekunden bzw. 20 Minuten 8 Sekunden. Der Prozentsatz verzehrten Holzes war dabei 21,7 beim kreosotierten Holz bzw. 32,7 beim unbehandelten Holz. Diese Erscheinungen be stätigten sich auch auf Brandstellen an einzelnen Eisenbahnholz bauten, wo das Holz nur 1—3 cm tief verkohlte und wo das Feuer sich augenscheinlich selbst erstickte, weil das Kreosotöl einen Rück stand hinterließ, der sich an der Oberfläche des Holzes ansammelte und den Sauerstoff für einen weiteren Verbrennungsprozeß ausschloß. Es wurde noch darauf hingewiesen, daß bei Bauwerken aus kreosotiertem Holz in geeigneten Abständen Sandkästen stehen sollten, weil sich beim Löschen kleinerer Feuer der trockene Sand als wirksamer erwies als das Wasser.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Zum Gerüstbruch der Kyminbrücke in Finnland.

Von Professor Dr.-Ing. M. Möller, Braunschweig.

Der Kyminfluß ist am Ort des Brückenbauwerkes bei Koria 9 m tief; seine Sohle besteht einseitig aus Fels in geneigter Lage. Für die Gründung der Rüstung lagen also ungünstige Verhältnisse vor. Die Betonierungsarbeiten der zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 70 m Spannweite, in Eisenbeton ausgeführt, waren kaum seit acht

Abb. 1. Ansicht der Brücke nach dem Gerüstunfall.

Tagen vollendet, als der Strom die ganze Rüstung fortschwemmte. Die letzte Lamelle oberhalb des eisernen Kämpfergelenkes war jeweils an beiden Auflagern erst kurz vorher gestampft und noch plastisch; sie wurde beiderseits zusammengequetscht. Dabei senkten sich und rutschten die Kämpfergelenke derart, daß die Brücke an den Widerlagern nicht mehr voll auflag, und der Bogenscheitel sich um 80 cm

Abb. 3. Die zerquetschte Kämpferlamelle.

senkte. Trotzdem ließ sich die Brücke aber erhalten und es konnten die entstandenen Schäden unter Auswertung des Torkret-Verfahrens ausgebessert werden. Die Widerlager wurden unter Einführung verbindender Eisen nach flußwärts zu um 90 cm verstärkt (siehe Abb. 2 und 4), während die im Bogen entstandenen Risse von Hängegerüsten aus nach Ausbohrung, Ausspritzen mit Preßwasser und Einpressen von Mörtel gedichtet worden sind. Die zerdrückten Lamellen wurden nach der Brückenbreite in 4 Abschnitte geteilt, dann jeder einzeln mit Preßlufthämmern herausgemeißelt und durch Einpressen hochwertigen Betons ersetzt. Erst nach dessen Erhärtung ist dann ein weiteres Stück in Angriff genommen worden (siehe Abbildung 3).

Zu technischer Beratung sind nach dem Unfall die Herren Professoren Dr.-Ing. Mörsch und Krüger (Stockholm) hinzugezogen gewesen. Nach den Vorschlägen von Herrn Mörsch sind die Ausbesserungsarbeiten, wie beschrieben, erfolgt und, wie derselbe mir mitteilte,

Abb. 2. Die Bogensenkung, verzerrt gezeichnet.

im verflossenen Herbst beendet worden. Anfang Februar 1925 hat darauf eine Probebelastung, mit 6 Lokomotiven ausgeführt, stattgefunden.

Der Vergleich dieses Gerüstunfalles mit demjenigen, welcher gleichfalls im Herbst 1923 an der Flensburger Wegebrücke eintrat, und über den von mir in „Beton und Eisen", Heft 8 d. J., berichtet ist, beweist die Überlegenheit des Eisenbetons gegenüber der Beton-Bau-

Abb. 4. Ausbesserungsarbeiten am Widerlager.

weise ohne Eiseneinlagen, bei der Flensburger Gewölbebrücke angewendet. Beidemal ist die Ausrüstung in gefährlicher Weise erfolgt in Flensburg durch Fortnahme der Stützen, zuerst am Ort der sogenannten Bruchfuge beginnend, in Koria zu frühzeitig, durch die Strömung bewirkt, während das nun in Flensburg bei den Bögen aus reinem Beton zu völligem Einsturz der Gewölbe führte, blieb in Koria die Eisenbetonbrücke stehen. Zugleich zeigte sich in letzterem Fall auch der große Vorteil des Torkret-Verfahrens, ohne dessen Auswertung die Erhaltung der Brücke wohl nicht möglich gewesen wäre.

Untergrund, Tunnel und Brückengründungen in London.

Von Geh. Regierungsrat Wernekke, Berlin-Zehlendorf.

Das Becken, das die Themse in ihrem Unterlauf durchfließt, hat als Untergrund eine etwa 200 m mächtige Schicht Septarienton, der dem Eozän angehört. Meist ist er von Kalk, stellenweise auch von Kies überlagert, doch tritt er auch stellenweise zu Tage. Auf dem ehemaligen Seeboden, den jene Gegend bildete, abgelagert, liegt er unter der Anschwemmung, in der das Themsebett verläuft. Der Ton, London clay genannt, ist eine graue zähe Masse; wo er der Luft ausgesetzt ist, wird er zuweilen braun.

Für den Bau der Londoner Untergrundbahnen war die Beschaffenheit des Londoner Untergrunds äußerst günstig. Der zähe Ton kann mit dem Messer zerschnitten werden, setzt also der Durchörterung nur geringen Widerstand entgegen. Dabei ist er so standfest, daß die Tunnel- oder Untergrundbahnen an vielen Stellen eigentlich gar keiner Auskleidung bedürften. Da der Ton in ihnen den atmosphärischen Einflüssen entzogen ist, sind auch nachträgliche Veränderungen kaum zu befürchten, doch hat man die Untergrundbahntunnel trotzdem der Sicherheit halber auf ihrer ganzen Länge mit Ringen ausgekleidet. Hier und da ist der Londoner Ton auch plastisch; treibt man z. B. an einer solchen Stelle eine Stange in ihn ein, die zunächst,

wenn sie wieder herausgezogen wird, ein rundes Loch hinterläßt, so kommt es in solchen Fällen vor, daß das Loch sich nach Verlauf einer Stunde wieder geschlossen hat. Beim Bau eines der Untergrundbahntunnel unter der City lief infolge dieser Bildsamkeit des Tons in etwa 15 m Entfernung vor der Tunnelbrust ein Haarriß auf der Erdoberfläche her. Ein Schaden an den Gebäuden an der Erdoberfläche ist dabei nicht entstanden, doch ist die Straße, bei der sich dieser Vorgang abspielte, jetzt eine Kleinigkeit schmaler als vor dem Tunnelbau. Die Untergrundbahn liegt an dieser Stelle ungefähr 18 m unter der Erdoberfläche, was ungefähr dem Durchschnitt entspricht. Nur an einer Stelle geht dieses Maß bis auf 6 m zurück, in Convent Garden beträgt es aber 37,5 m und in Hampstead sogar fast 56 m. Die Londoner Untergrundbahnen sind also wirkliche Tunnelbahnen, nicht Unterpflasterbahnen, wie diejenigen von Berlin. Die tiefe Lage hat den großen Vorteil, daß man beim Entwurf in bezug auf die Linienführung, sowohl was den Längsschnitt als auch was die Krümmungsverhältnisse anbelangt, vollständig freie Hand hat und nicht, wie bei höherer Lage, also wiederum Berlin als Beispiel angeführt, auf Hausgründungen, Leitungen aller Art, usw. Rücksicht zu nehmen braucht. Infolgedessen ist bei einigen der Londoner Untergrundbahnen das Längsprofil so gewählt, daß die Haltestellen auf einem Gipfel liegen, sich also zu deren beiden Seiten Steigungs- bzw. Gefällstrecken anschließen, wodurch sowohl das Bremsen bei der Einfahrt wie auch das Anfahren bei der Ausfahrt erleichtert wird. Die dadurch ermöglichte Ersparnis an Strom gegenüber einer Strecke, bei der das Längenprofil nicht so günstig gewählt ist, soll ungefähr 15 vH betragen.

Abb. 1. Luftschleuse der Londoner Untergrundbahnen.

An einigen wenigen Stellen finden sich im Londoner Ton mit Schwimmsand gefüllte Taschen, die den Tunnelvortrieb sehr erschwerten; an diesen Stellen mußte unter Luftdruck gearbeitet werden (Abb. 1).

Die Londoner Untergrundbahnen haben jetzt alle auf der freien Strecke einen Durchmesser von 3,55 m. Nur die City und Südlondoner Bahn, die erste von ihnen, die, 1890 eröffnet, überhaupt die erste von vornherein für elektrischen Betrieb bestimmte Untergrundbahn war, hatte ursprünglich einen Durchmesser von nur 3,10 m. Nachdem aber die verschiedenen Untergrundbahn-Unternehmungen eine Betriebsgemeinschaft geschlossen hatten, wurde es für nötig erachtet, die größeren Betriebsmittel der neueren Strecken auf die Südlondoner Bahn übergehen zu lassen, und ihr Tunneldurchmesser ist neuerdings um 45 cm erweitert, also auf das Maß der neueren Tunnel gebracht worden. Diese Arbeit ist auf dem größten Teil der gegen 12 km langen Strecke ohne Störung des Betriebes ausgeführt worden. Nur auf den letzten 2,5 km wurde, nachdem ein Einbruch erfolgt war, der Betrieb eingestellt, damit die Arbeiten ungestört und ohne Gefährdung des Betriebes fortgesetzt werden könnten.

Abb. 2. Tunnelschild der Londoner Untergrundbahnen.

Auf der Strecke, wo die Arbeiten ohne Betriebsstörung, also in der nächtlichen Betriebspause ausgeführt wurden, sind die Ringe einzeln herausgenommen worden; es wurde dann ein Schild eingesetzt, mit dessen Hilfe die entstehenden Massen zwischen altem und neuem Querschnitt hereingewonnen wurden (Abb. 2). Der Zug fuhr am Tage durch dieses Schild durch. Die Tunnelringe bestehen aus einzelnen in Richtung von Durchmessern getrennten Teilen. In deren Fugen wurden Keile eingesetzt, die die alten Ringe auf den neuen Durchmesser brachten.

Mit Hilfe von mechanischen Grabvorrichtungen ist beim Neubau der Londoner Untergrundbahnen ein Baufortschritt von rd 52 m während einer Arbeitswoche von 134 Stunden erreicht worden. Diese hohe Geschwindigkeit nützt aber nicht viel, denn die Fertigstellung der Gesamtanlage ist nicht vom Fortschritt der Arbeit auf der freien Strecke, sondern von der Herstellung der Haltestellentunnel abhängig, wo der Durchmesser bis 9,15 m, bei Abzweigungen sogar bis 10,7 m vergrößert ist, die Arbeit also schon aus diesem Grunde, dann aber auch wegen des Ausbaues viel langsamer vor sich geht.

Beim Bau der ersten Untergrundbahnen von London wurde ein Schild benutzt, das von Greathead, dem Bauleiter der Südlondoner Bahn, entworfen worden war. Seit dieser Pionier des Baues von Untergrundbahnen im Jahre 1896 gestorben ist, sind noch fast 130 km Tunnel unter London mit seinem Schild gebaut worden, ohne daß nennenswerte Veränderungen daran vorgenommen worden wären, ein glänzendes Zeugnis für die Befähigung und Voraussicht seines Erfinders.

Durch die Fertigstellung der Erweiterung der Südlondoner Bahn, ferner einer Verlängerung der Strecke über Hendon bis Edgware sind die Londoner Untergrundbauten zu einem gewissen Abschluß gekommen. Nur eine Verlängerung der Südlondoner Strecke über ihren jetzigen Endpunkt Clapham hinaus bis Morden ist noch im Bau. Wenn diese Ende 1925 fertiggestellt sein wird, ist nicht zu erwarten, daß in absehbarer Zeit neue Untergrundstrecken werden gebaut werden, wenn auch der Ausbau der bestehenden Anlagen durch Einschalten von Verbindungsschleifen u. dgl., Erweiterung und Umgestaltung der Haltestellen, noch nicht gleich aufhören wird.

Ein eigenartiges Verhalten zeigt der Londoner Ton unter der Belastung durch das Themsewasser. Ebbe und Flut machen sich bekanntlich bis nach London hinein, das etwa 80 km von der Mündung entfernt liegt, bemerklich, so daß die Wasserlast, die auf dem Themsebett ruht, in regelmäßigem Wechsel zu- und abnimmt. Man hat nun beobachtet, daß die Brückenpfeiler und mit ihnen die Brücken selbst bei Hochwasser um etwa 3 bis 5 mm niedriger liegen als bei Niedrigwasser, und führt diese Erscheinung darauf zurück, daß der Ton des Untergrundes sich unter der bei Flut erhöhten Belastung zusammendrückt und bei der Entlastung, die die Ebbe mit sich bringt, infolge seiner Elastizität seine frühere Größe wieder annimmt. Es ist nicht ganz leicht, sich dieser Erklärung anzuschließen, denn bei dem vieltausendfachen Wechsel von Ebbe und Flut, dem der Untergrund des Flußbettes ausgesetzt gewesen ist, müßte, so sollte man meinen, die Elastizität des Tones erschöpft sein, und es müßte ein Ruhezustand eingetreten sein. Auch braucht bekanntlich jede Kraft zu ihrer Wirkung Zeit, und ob die kurze Zeit, die zwischen dem Wechsel von Ebbe und Flut liegt, ausreicht, um die Wirkung des Schwankens der Belastung offensichtlich werden zu lassen, scheint zweifelhaft. Man hat aber das Heben und Senken der Bauwerke einwandfrei beobachtet und findet zunächst keine andere Erklärung dafür. Die Bewegungen erstrecken sich, wie mit scharfen Meßgeräten festgestellt werden kann, auf einige 100 m rechts und links der Themse. Der bauliche Zustand des St. Pauls-Doms macht den für seine Unterhaltung verantwortlichen Kreisen schon seit geraumer Zeit erhebliche Sorge; seine Gründungen scheinen der Last, die auf ihnen ruht, nicht mehr ganz gewachsen zu sein, und dadurch wird auch der Aufbau des aus dem Ende des 17. Jahrhunderts stammenden Gebäudes, namentlich seine Kuppel, die sich über einer Trommel von 34 m Durchmesser bis auf 111 m über die umgebenden Straßenflächen erhebt, in Mitleidenschaft gezogen. Bei genauen Messungen, zu denen der Zustand des Baues und die Sorge um seine Erhaltung Anlaß gegeben haben, hat man auch hier die Hebungen und Senkungen beobachtet und sieht nunmehr in ihnen einen Grund für die bedenklichen Erscheinungen, die sich an dem Gebäude zeigen. Schon seit einiger Zeit wird der Plan erwogen, in der Nähe dieses Domes eine neue Brücke über die Themse zu bauen, um so der Not, die für den Querverkehr über den Fluß besteht, abzuhelfen. Von seiten der für die Unterhaltung des Domes verantwortlichen Stellen wird aber dieser Plan ebenso heftig bekämpft, wie alle anderen Planungen, die in seiner Nähe eine Untergrundbahn ins Auge faßten, weil man davon eine Störung des Gleichgewichtes der Gründungen und davon wieder verderbliche Folgen für den Bestand des Gebäudes fürchtete.

Die schmalste Stelle der Themse wird jedenfalls immer da gewesen sein, wo sie jetzt von der London Bridge gekreuzt wird, und deshalb haben auch schon die Römer dort eine hölzerne Brücke für ihre Straße von Dover nach Chester angelegt. Die Straße ist streckenweise noch heute erhalten, und ein auf dem rechten Ufer der Themse liegender Teil ist soeben als ein Glied der Kraftwagenstraße London—Dover ausgebaut worden. Die jetzige Londonbrücke, die ihren Namen deshalb führt, weil sie lange die einzige dort war, liegt etwas oberhalb der alten Brückenbaustelle. Bei Bauarbeiten, die 1921 auf dem linken Themseufer vorgenommen wurden, wurde ein verschütteter Bogen einer älteren Steinbrücke freigelegt, der abgebrochen und im Park von Wembley wieder aufgebaut wurde. Er stammt aus dem 13. Jahrhundert. Die damalige Brücke war eins der schönsten Beispiele für eine mit Häusern bebaute Brücke. 1761 wurden die Häuser abgebrochen, um Verkehrsfläche zu gewinnen, und 1831 folgte die junge Brücke, ebenfalls um die freie Fläche, dieses Mal im Wasser unter ihr, zu vergrößern; sie wurde durch das heutige Bauwerk ersetzt, das statt 20 Bogen der alten Brücke nur noch fünf Gewölbe aufweist.

Auch die jüngeren Brücken von London haben ihre Geschichte, und im Vordergrund des Interesses steht augenblicklich die Waterloobrücke. Sie ist ebenso wie die jetzige Londonbrücke von Rennie entworfen, und sie gilt, vom baukünstlerischen Standpunkt betrachtet, als ein vollendetes Kunstwerk. Sie wurde 1817 fertiggestellt, und schon seit einiger Zeit wurden Setzungen ihrer Pfeiler beobachtet, die auch das Gewölbe in Mitleidenschaft zogen. Die Risse wurden schließlich derart, daß im Mai 1924 die Brücke für den Verkehr geschlossen wurde. Sie hat also eine Lebensdauer von nur etwa 100 Jahren gehabt, für ein Steingewölbe, dessen Haltbarkeit, angemessene Belastung vorausgesetzt, man im allgemeinen als geradezu unbegrenzt ansieht, eine viel zu kurze Zeit. Genaue Untersuchungen haben ergeben, daß der Zustand des Überbaues auf das Versagen der Gründungen zurückzuführen ist. Die Pfeiler ruhen nämlich auf einem doppelten Schwellrost mit gekreuzten Schichten, das durch 15 cm starke Pfosten abgedeckt ist und von Rammpfählen getragen wird. Merkwürdigerweise hat man dazu Esehen- und Buchenholz verwendet, obgleich Eichenholz verfügbar gewesen wäre. Die Pfähle haben sich gut gehalten und sind gesund geblieben, der Schwellrost hat aber gelitten; er trägt also die Schuld an dem dem Einsturz nahen Zustand der Brücke. Der Zustand der Pfähle bestätigt die allgemein verbreitete und wohl auch allgemein gültige Ansicht, daß Holz, wenn es dauernd unter Wasser bleibt, geradezu unbegrenzt haltbar ist; der Zustand des Schwellrosts scheint aber darauf hinzuweisen, daß diese Regel nur gilt, wenn das Holz wie bei den Pfählen in der Faserrichtung beansprucht wird, während es bei Beanspruchung quer zur Faser wie beim Schwellrost auch unter Wasser nach einer gewissen Zeit seine Festigkeit verliert. Diese Ansicht wird wenigstens auf Grund der mit den Londoner Brücken gemachten Erfahrungen neuerdings in englischen technischen Kreisen vertreten. Als Lebensdauer derart beanspruchter Hölzer werden rd. 100 Jahre angesehen, denn auch die Southwarkbrücke, deren Bau 1814 begonnen wurde und die ebenso wie die Waterloobrücke gegründet ist, begann sich im Jahre 1890 zu setzen und mußte 1913 erneuert werden. Ihre alten Pfeilergründungen wurden im Schutze eines Kofferdammes abgebrochen, so daß sich ihr Zustand einwandfrei feststellen ließ. Die alte Westminsterbrücke, die 1749 fertiggestellt war, hat 1856 das Ende ihres Lebens erreicht, also auch einen nur rd. 100jährigen Bestand gehabt. Wenn die bis jetzt gemachten Erfahrungen einen Schluß auf das Verhalten weiterer Brücken zulassen, so ist zu erwarten, daß demnächst auch die Londonbrücke, die aus dem Jahre 1831 stammt, in den nächsten Jahren Alterserscheinungen zeigen wird, eine für die Kreise, die für die Brücke verantwortlich sind, und namentlich für diejenigen, die die Kosten der Erneuerung zu tragen haben, nicht gerade erfreuliche Aussicht. Die Londonbrücke hat übrigens ihr eigenes Vermögen, das jährlich über 150 000 £ Sterling einbringt; es ist zunächst zur Unterhaltung der Brücke bestimmt; aus den dabei verbleibenden Überschüssen sind aber schon andere Brücken, z. B. die Towerbrücke, gebaut worden, und so wird das Brückenvermögen wohl auch mindestens einen erheblichen Anteil zur Erneuerung der Waterloobrücke beitragen und, wenn es nötig wird, auch die Kosten des Neubaus der Londonbrücke tragen können.

Internationaler Wettbewerb Stadtbrücke Drammen, Norwegen.

Die Gemeinde Drammen in Norwegen ladet in- und ausländische Ingenieure und Architekten zur Teilnahme an einem Preisausschreiben zwecks Herstellung einer neuen Brücke über den Drammenfluß zur Verbindung der beiden Stadtteile Bragernaes und Strömsö ein.

Ein Programmheft wird auf Verlangen kostenlos vom „Stadsingeniörkontor" in Drammen verabreicht.

Gegen Hinterlegung von 40 norwegischen Kronen werden auch die zum Programme gehörigen Beilagen ausgeliefert.

Wettbewerbsangebote mit Beilagen sind versiegelt an den „Stadsingeniör" in Drammen, Raadhusgaten 9, bis Donnerstag den 1. Oktober 1925, 12 Uhr mittags, einzusenden. Dieselben sind mit folgender Aufschrift zu versehen: „Vorschlag zu der neuen Stadtbrücke in Drammen".

Das Programm enthält ausführliche Bestimmungen über die Wettbewerbsvorschläge, das Motto, den Namen und Adresse, welche bei der Post- oder Eisenbahnstation innerhalb der angesetzten Frist einzuliefern sind.

Die Preisverteilung wird nach den vom Verein norwegischer Ingenieure festgesetzten Vorschriften vom 5. November 1918 betreffend Ingenieur-Wettbewerb vorgenommen.

Das Preisgericht besteht aus folgenden Herren:

Professor Otto Linton, Stockholm, ernannt vom Verein Norwegischer Ingenieure.

Architekt Arne Eide, Oslo, ernannt vom Verein Norwegischer Architekten.

Distriktschef M. E. N. Saxegaard, Drammen, ernannt von der Norwegischen Staatsbahn.

Oberingenieur Olaf Stang, Oslo, und Gemeindevorsteher Oberarzt U. Lied, Drammen, ernannt von der Stadt Drammen.

Sekretär A. Heitmann, Arntsen, Drammen und Großkaufmann Otto K. Römcke, Drammen, ernannt von der Stadt Drammen mit Oberarzt Lied als Vorsitzenden und Distriktschef.

Saxegaard als stellvertretenden Vorsitzenden.

Für die besten Vorschläge sind folgende Prämien aufgestellt:

1. Prämie	10000 norw. Kr.
2. ,,	8000 ,, ,,
3. ,,	6000 ,, ,,

Das Preisgericht hat in den im Programme unter Punkt 7 genannten Fällen das Recht zu einer anderen Verteilung.

Außerdem behält man sich das Recht vor, bis zu zwei nicht preisgekrönte Vorschläge zu einem Preise von 3000 Kr. pro Stück zu erwerben.

Preisgekrönte und erworbene Entwürfe werden für Rechnung der Stadt Drammen ausgestellt. Diese übernimmt auch Vornahme und Bezahlung der Versicherung eingesandter Vorschläge mit 3000 Kr. pro Stück.

Das Ergebnis des Wettbewerbes wird in denselben Zeitungen und Zeitschriften, in welchen die Einladung zu demselben eingerückt war, bekanntgegeben werden.

Anfragen seitens der Wettbewerber über den Wettbewerb und das Programm sind an den „Stadsingeniör in Drammen" zu richten.

Drammen, Im Preisgericht für Neu-Brücken-Bau,
den 21. März 1925.

(u) U. Lied, Vorsitzender.

Preisausschreiben

der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Fristverlängerung für die Einreichung der Apparate zum Wettbewerb für die Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers zur Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken.
(Veröffentlicht in Nr. 24 vom 25. 12. 24.)

Um einerseits den vorgetragenen Wünschen der Bewerber gerecht zu werden, und andererseits zur Beteiligung an dem Preisausschreiben nochmals anzuregen, hat die Deutsche Reichsbahngesellschaft sich mit Zustimmung des Preisgerichts entschlossen, die Frist für die Einreichung der betriebsfähigen Apparate

vom 1. Juni 1925 auf den 1. April 1926

zu verschieben. Die ausgesetzten Preise von

	8000 M. als 1. Preis für	Spannungsmesser
	6000 M. ,, 2. ,, ,,	,,
	4000 M. ,, 3. ,, ,,	,,
und	7000 M. ,, 1. ,, ,,	Schwingungsmesser
	5000 M. ,, 2. ,, ,,	,,
	3000 M. ,, 3. ,, ,,	,,

bleiben bestehen. Ihre Verteilung erfolgt nach praktischer Erprobung der Apparate, für die eine Dauer von etwa 4 Monaten gerechnet werden muß.

Das Preisausschreiben ist international. Im übrigen finden die Wettbewerbsbestimmungen des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine Anwendung.

Die besonderen Bestimmungen, die angeben, was von den Apparaten unbedingt erfüllt werden muß, und was darüber hinaus nach Möglichkeit noch erreicht werden soll, sind bei dem Eisenbahn-Zentralamt in Berlin abzuverlangen.

Berlin, den 24. April 1925.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft.
Eisenbahn-Zentralamt.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Geschäftsunkosten und Bauten-Ertrag.

Die fast allgemein zurzeit vorhandenen unbefriedigenden Geschäftsergebnisse im Baugewerbe erfordern eine nähere Untersuchung der hierfür maßgebenden Gründe. Gelingt es sich heute den Erwerbsgesellschaten trotz aller Bemühungen in den seltensten Fällen, aus Bauverträgen Ergebnisse herauszuwirtschaften, die zur Deckung der Geschäftsunkosten ausreichen und darüber hinaus einen bescheidenen Reingewinn abwerfen. Ich will daher in nachstehenden Ausführungen versuchen, rein ziffernmäßig und ganz allgemein die Gründe für diese zurzeit vorhandenen Baisse-Verhältnisse im Bauwesen zu analysieren.

Der Übersichtlichkeit wegen bediene ich mich hierbei der mathematischen Formelsprache, welche in nüchterner Form Aufschluß gibt und welche ja allen sich für dieses Thema interessierenden Kreisen geläufig ist. Es bezeichne:

U den jährlichen Umsatz einer Bauunternehmung, d. h. die Summe aller aus Bauverträgen herrührenden geldlichen Ansprüche aus Leistungen und Lieferungen an die Bauherrschaften,

G die Generalunkosten des Unternehmens für den gleichen Zeitraum, wobei ich, wie üblich, unter Generalien alle diejenigen allgemeinen Unkosten verstehe, welche außerhalb der unmittelbar rechnerisch zu erfassenden Selbst- oder Gestehungskosten bei der Abwicklung von Bauverträgen noch anfallen und erst am Schluß eines Rechnungsjahres auf den gesamten Umsatz umgelegt werden können,

B das zur Finanzierung des Umsatzes vorhandene bzw. neu aufzubringende Betriebskapital,

b den Zinsfaktor für B, und zwar als Mittelwert für das ganze Geschäftsjahr,

n die sogenannte Umsatzziffer, d. h. diejenige Zahl, welche mit B multipliziert den Umsatz angibt, oder anders ausgedrückt, die Umsatzhäufigkeit des Betriebskapitals im Geschäftsjahr,

p den Ertragskoeffizienten, welcher aus der Abwicklung von Bauverträgen resultiert,

V den Reingewinn aus den abgewickelten Bauverträgen, so folgt zunächst

$$U = n\,B.$$

Ferner zerlegen wir die Generalien in die Verzinsung des Betriebskapitals und die restlichen Generalunkosten G' und schreiben

$$G = b\,B + G'.$$

Der Wert G' ist mathematisch gesprochen eine Funktion des Umsatzes U. Indessen wächst G' nicht gradlinig mit U, sondern nach einem gewissen Gesetz erheblich langsamer als U. Für normale größere Unternehmungen kann man mit guter Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse im Mittel etwa schreiben:

$$G' = \frac{1}{2}\sqrt[4]{(10\,U)^3}.$$

Diese empirische Formel bedeutet, daß bei kleinen Umsätzen die Generalien verhältnismäßig hoch sind, bei steigendem Umsatz innerhalb praktischer Grenzen sehr rasch bis auf ein bestimmtes Maß sinken und bei alsdann erfolgender erheblicher Vergrößerung von U ziemlich konstant bleiben. Jeder mit den wahren Verhältnissen Vertraute wird die Übereinstimmung obiger Formel mit der Praxis nachprüfen können. Die absolute Höhe der Generalien schwankt naturgemäß etwas je nach der Art der Unternehmung; ihre Größe relativ zum Umsatz wird jedoch stets angenähert obigem Gesetz folgen.

Beispielsweise erhält man für verschiedene Werte von U nachstehende Zahlen für G':

U =		G' =		d. h.		
100 000 M		15 800 M,	d. h.	15,8 vH	von	U
500 000 ,,		53 600 ,,		10,7 ,,	,,	U
1 Mill. ,,		88 900 ,,		8,9 ,,	,,	U
2 ,, ,,		147 600 ,,		7,4 ,,	,,	U
3 ,, ,,		199 100 ,,		6,6 ,,	,,	U
4 ,, ,,		250 600 ,,		6,3 ,,	,,	U
5 ,, ,,		301 300 ,,		6,0 ,,	,,	U
7,5 ,, ,,		397 200 ,,		5,3 ,,	,,	U
10 ,, ,,		500 000 ,,		5,0 ,,	,,	U
15 ,, ,,		644 000 ,,		4,3 ,,	,,	U

Allgemein können wir nunmehr setzen:

$$U\,p = \frac{1}{2}\sqrt[4]{(10\,U)^3} + U\,\frac{b}{n} + V$$

und erhalten aus dieser Gleichung für den Ertragskoeffizienten p den Wert

$$p = \frac{2{,}8}{\sqrt[4]{U}} + \frac{b}{n} + \alpha,$$

wenn wir noch $V = \alpha\,U$ schreiben und somit mit α den Reingewinnbeiwert bezeichnen.

Die Gleichung für p liefert uns unmittelbar die Antwort auf unsere Frage, weshalb bei den heutigen Zeitverhältnissen die Ertragsergebnisse von Baubetrieben nicht befriedigen. In der Gegenwart muß man für die Werte b und n

mindestens $b = 0{,}10$ entsprechend 10 vH Verzinsung des Betriebskapitals und

höchstens $n = 3$ entsprechend einem dreimaligen Umsatz von B

einführen.

Begnügt man sich alsdann mit $\alpha = 0{,}05$ entsprechend einem Reingewinn von 5 vH aus dem Umsatz, so folgt für p die Gleichung:

$$p = \frac{2{,}8}{\sqrt[4]{U}} + \frac{0{,}10}{3} + 0{,}05$$

oder

$$p = 0{,}083 + \frac{2{,}8}{\sqrt[4]{U}}.$$

In nachstehender Tabelle sind für verschiedene Werte von U die zugehörigen von p ermittelt, nämlich:

U =	p =
100 000 M	0,241
500 000 ,,	0,188
1 Million ,,	0,172
2 ,, ,,	0,158
3 ,, ,,	0,150
4 ,, ,,	0,146
5 ,, ,,	0,142
7,5 ,, ,,	0,137
10 ,, ,,	0,133
15 ,, ,,	0,128

Im Mittel müssen also 14—15 vH des Umsatzes als Bruttoertrag aus sämtlichen Bauverträgen resultieren. Diese Zahl läßt sich bei den heute durch die Konkurrenz diktierten Preisen niemals erreichen, selbst wenn keinerlei Beeinträchtigung der bei Angebotsabgabe angenommenen, der Bauabwicklung zugrunde gelegten Verhältnisse stattfindet. In den allermeisten Fällen treten heute bei der Vertragserfüllung aber störende Zwischenfälle ein, mögen sie auf dem Lohngebiet liegen, die Materialbeschaffung betreffen, oder sonstige allgemeine Ursachen haben, welche den Ertragsbeiwert von 15 vH nach erheblich reduzieren. Auch selbst wenn wir annehmen, daß sich das Betriebskapital im Mittel etwas mehr als dreimal im Jahre umsetzen läßt und beispielsweise $n = 3{,}5$ setzen, so ist andererseits der Zinsfaktor mit $b = 0{,}10$ für die Jetztzeit sehr klein angenommen und liegt in den meisten Fällen wohl über diesem Wert etwa bei 0,12. Andererseits kann man sich vielleicht mit $\alpha = 0{,}03$ begnügen. Aber auch mit diesen Zahlen erhält man für p immer noch den Wert

$$p = 0{,}064 + \frac{2{,}8}{\sqrt[4]{U}}$$

und beispielsweise für U = 5 Millionen p = 0,123, entsprechend 12,3 vH Bruttoertrag aus dem Umsatz.

In sämtlichen obigen Zahlen ist die Umsatzsteuer außer Ansatz geblieben und mit rund 1,5 vH hinzuzurechnen, sodaß sich die Werte für p auf 14 bis 16 vH erhöhen.

Solange es nach Vorstehendem demnach nicht gelingt, die Verzinsung für in Anspruch genommene Kredite erheblich herabzusetzen, ferner die Umsatzziffern zu vergrößern, d. h. das Bautenabwicklungstempo wesentlich zu steigern, indem die vielen störenden Faktoren infolge Streiks, Arbeitsunlust, schleppender Materialbeschaffung usw. fortfallen, ist an eine Besserung dieser Zustände nicht zu denken, insbesondere solange nicht, als der zurzeit noch in reichem Maße vorhandene Auftragshunger im Baugewerbe besteht. Dr.-Ing. P. M.

Die Versicherungsgesellschaften als Kreditgeber für den Baumarkt. Auf Grund einer Besprechung, welche kürzlich im Reichsaufsichtsamt für Privatversicherungen unter Beteiligung aller Wirtschaftskreise stattfand, soll der bisherige Kapitalanlagezwang für die Prämienreserven, dem die Versicherungsgesellschaften unterstellt waren, aufgehoben werden, so daß sie bis auf weiteres, allerdings unter Aufsicht des Amtes, über ihre Mittel frei verfügen können. Im Jahre 1913 waren von den Kapitalanlagen sämtlicher unter Reichsaufsicht stehender Versicherungsunternehmungen in Höhe von insgesamt 6544 Millionen Mark nicht weniger als 78 vH in Hypotheken und Grundschulden angelegt. Es entsteht nun die Frage, ob damit zu rechnen ist, daß künftig aus den Mitteln der Versicherungsgesellschaften dem Wohnungsbau wieder größere Mittel zufließen werden und damit auf eine Belebung der Bautätigkeit gerechnet werden könnte.

Nach den Jahresberichten der Versicherungsgesellschaften 1924 hoffte man, da eine erhebliche Steigerung der Prämieneingänge zu verzeichnen war, daß das starke Kreditbedürfnis der deutschen Wirtschaft aus den Quellen der Versicherungsgesellschaften weitgehend befriedigt werden könnte. In den Verhandlungen im Reichsaufsichtsamt für Privatversicherungen stand neben den am Baumarkt interessierten Kreisen vornehmlich die Landwirtschaft mit ihren Wünschen im Vordergrund. Es stellte sich aber heraus, daß die Jahresbeträge, welche die Versicherungsunternehmungen zurzeit der Wirtschaft werden abgeben können, noch verhältnismäßig gering sind, denn da das gesamte Versicherungswesen noch im Anfangsstadium des Wiederaufbaues steht, müssen für Anwerbe- und Verwaltungskosten noch ungleich höhere Beträge verwendet werden als in den Vorkriegsjahren. Sie sollen bis zu 80 vH der Prämieneinnahmen betragen. Für das laufende Jahr kann daher nach vorsichtiger Schätzung höchstens mit der Hergabe von 50 bis 100 Millionen Mark an langfristigen Krediten gerechnet werden. Hiervon wird ein großer Teil zur Umwandlung der kurzfristigen Anleihen der Landwirtschaft in langfristige Anlagen verwendet werden müssen, so daß für die Beleihung von Grundstücken nur sehr beschränkte Mittel übrig bleiben werden.

Die vom Reichsaufsichtsamt für Privatversicherungen im Jahre 1904 aufgestellten Grundsätze für die Beleihung und Ermittlung des Wertes inländischer städtischer Grundstücke sind durch einen Erlaß des Reichsaufsichtsamtes für Privatversicherungen mit geringen Abänderungen wieder in Kraft gesetzt. Die Beleihung darf danach im Allgemeinen nur zur ersten Stelle erfolgen; mit Genehmigung des Aufsichtamtes können allerdings hinsichtlich der Aufwertungshypotheken Ausnahmen zugelassen werden. Die Beleihung darf die ersten drei Fünftel des Wertes des Grundstückes nicht überschreiten. Für industrielle Bauten sollen nur in Großstädten Hypotheken gegeben werden, und wenn eine gewisse Sicherheit vorhanden ist, daß sie einen dauernden Ertrag bieten. Darlehn auf Neubauten, welche noch nicht fertiggestellt und ertragsfähig sind, dürfen nicht gewährt werden, es kommt nur eine Ablösung der Baugelder durch erste Hypotheken in Frage, sobald der Rohbau fertiggestellt ist. Bei der Feststellung des Wertes des zu beleihenden Grundstücks sind seine dauernden Eigenschaften und der Ertrag zu berücksichtigen, welchen das Grundstück bei ordnungsmäßiger Wirtschaft jedem Besitzer gewähren kann. Die Feststellung des Ertragswertes bietet bei Wohnungsbauten heute noch infolge der Wohnungszwangswirtschaft gewisse Schwierigkeiten. Nach den neuen Vorschriften des Reichsaufsichtamtes sind bei seiner Errechnung und bei Feststellung der Unkosten die heutigen Wirtschaftsverhältnisse entsprechend zu berücksichtigen.

Die am Bauwesen interessierten Kreise werden aber der Frage der Anlage der Prämienreserven der Versicherungsgesellschaften künftig erhöhte Aufmerksamkeit schenken müssen, auch wenn die an die Kredite der Versicherungsgesellschaften gestellten Erwartungen zurzeit noch nicht erfüllt werden können. R.

„Gewerbe" und „Handwerk". Aus Anlaß eines Einzelfalles, bei dem es sich darum handelte, ob die Bezeichnung „Elektro-Installateurhandwerk" oder „-gewerbe" gewählt werden sollte, hat sich der Deutsche Handwerks- und Gewerbekammertag nach Befragung sämtlicher Handwerkskammern dahin geäußert, daß es unbedingt erforderlich sei, einen handwerklichen Beruf auch mit dem Zusatz „.......handwerk" und nicht mit „......gewerbe" zu bezeichnen. Die Mehrzahl der Kammern teile diese Ansicht der Geschäftsstelle. Wenn das Handwerk verlange, daß es als besonderer Berufsstand anerkannt werde, so müsse es sich auch selbst als solcher fühlen. In der Öffentlichkeit sei heute immer nur die Rede von „Industrie", „Landwirtschaft", „Handel" und „Gewerbe", nie aber oder ganz selten vom „Handwerk". Kein Wunder, wenn Außenstehende vom Handwerk nichts oder wenig wüßten und es als besonderen Berufsstand nicht anerkennen wollten, weil das Handwerk sich selbst mit dem Sammelnamen „Gewerbe" bezeichne, zu dem doch nach der Sprache des Gesetzes auch Industrie und Handel sowie alle die Betriebe gehören, die hier nicht unterzubringen sind. Es sei höchste Zeit, daß diesem Unfug des Sprachgebrauchs, rein handwerkliche Berufe als „...gewerbe" zu bezeichnen, ein Ende bereitet werde. Die amtlichen Interessenvertretungen des Handwerks täten gut, den Stolz des Handwerks auch in dieser Hinsicht zu wecken. Es seien „taktische Gründe", die hierauf mit Notwendigkeit hinweisen.

Für die Abgrenzung der „Bauindustrie" vom „Bauhandwerk" wäre eine solche klare Benennung der Handwerksverbände im Sinne dieser Ausführungen ebenfalls sehr zu begrüßen.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. Reichsgericht. a) Beim Abschluß von Grundstücksverkäufen wird zur Steuerersparnis oft eine niedrigere als die wirkliche Kaufsumme protokolliert. Der Kaufvertrag entbehrt dann der Rechtsgültigkeit und kann angefochten werden. Neben dem nichtigen notariellen Kaufvertrag, in dem die Kaufsumme nur zum Schein angegeben ist, liegt aber ein mündlicher Vertrag vor. Die Auflassungsvollmacht zur Ausführung dieses durch das Scheingeschäft verdeckten mündlichen Kaufvertrages wird von der Nichtigkeit des in derselben Urkunde verbrieften Kaufvertrages nicht mitbetroffen. Der Formmangel des mit dem wahren Kaufpreis mündlich abgeschlossenen Vertrages ist dann durch die Auflassung und die Eintragung im Grundbuch geheilt, und der Verkäufer kann nach der Eintragung nicht Grundbuchberichtigung und Rückübertragung seines veräußerten Grundstückes verlangen. (RG. V. v. 7. II. 25.)

b) In einer badischen Stadtgemeinde stürzte ein Passant in der Dunkelheit in einen zur Herstellung eines Hausanschlusses für elektrisches Licht ausgehobenen Stichgraben, der weder abgedeckt noch beleuchtet war. In der 1. Instanz war nur der ausführende Bauarbeiter und die Stadtgemeinde, in der 2. dagegen die ausführende Elektrizitätsgesellschaft und die Stadtgemeinde zum Schadenersatz verurteilt. Das Reichsgericht hat alle drei gesamtschuldnerisch für ersatzpflichtig erklärt. Die Elektrizitätsgesellschaft haftet nach § 831 und 823 BGB, weil sie ihre Angestellten nicht überwacht hat, welche die zum Schutz des Publikums erforderlichen Maßnahmen dauernd außer Acht gelassen haben. Die Stadtgemeinde haftet für ihre Schutzleute, die die Schutzvorrichtungen an der Baustelle nicht genügend überwacht haben, was um so nötiger war, als die städtische Straßenbeleuchtung sehr eingeschränkt war. Der Bauarbeiter haftet wegen seiner Nachlässigkeit bei der Verwahrung des Grabens. (RG. IV. v. 12. 3. 25.)

c) Wenn auch die Urteile der ordentlichen Gerichte in ihrem Sinn und Wortlaut nur unter Bezugnahme auf den Einzelfall, der dem Urteil zugrunde liegt, zu werten sind, so dürfte doch den nachstehenden Ausführungen aus der Begründung einer Reichsgerichtsentscheidung allgemeines Interesse innewohnen.

„Die Zusammenschließung der Gewerbetreibenden eines Geschäftszweiges ist im Laufe der wirtschaftlichen Entwicklung immer allgemeiner geworden und kann den verschiedensten Zwecken dienen. Sie kann von großem Wert nicht nur für die Verbandsmitglieder, sondern auch für die Allgemeinheit sein, während freilich der Mißbrauch einer dadurch erreichten wirtschaftlichen Macht dem Ganzen schädlich sein kann. Zur Erreichung solcher Verbandszwecke ist gegebenenfalls die Ausübung eines Druckes auf Berufsgenossen nicht zu entbehren. Ein Druck kann sich für die Betroffenen dadurch zu einem unwiderstehlichen Zwange steigern, daß fernerer Widerstand zu ihrem wirtschaftlichen Untergang führen würde. Das macht nun aber die Ausübung des Druckes oder Zwanges nicht schlechthin zu einer Unsittlichkeit; es hätte keinen Sinn, solche Druckmittel grundsätzlich deshalb für unzulässig zu erachten, weil sie kräftig genug sind, die erwartete Wirkung herbeizuführen. Das Ziel, dem der Zusammenschluß und die Anwendung des Druckes auf Berufsgenossen dienen soll, kann derart sein, daß der wohlverstandene Nutzen der Betroffenen diese veranlassen wird, dem Rufe der Verbandsgenossen zu folgen. Unverstand und Eigensinn einzelner kann die wirtschaftlich berechtigte Maßnahme der Mehrheit derart durchkreuzen, daß mit dem wirtschaftlichen Bestande der widerspenstigen Außenseiter zugleich der der Verbandsgenossen schwer gefährdet wird." (RG. 1. Strafsenat v. 25. I. 25.)

2. Arbeitsrecht. Die Angaben in dem einem Angestellten ausgestellten Zeugnis müssen den Tatsachen entsprechen, herabsetzende Äußerungen, die rein persönlichen Auffassungen entspringen, dürfen nicht darin enthalten sein. Dagegen können Pflichtverletzungen, die nachweislich sind, Aufnahme finden. Ein Obersteiger hatte aus solchen Gründen die Ausstellung anderer Zeugnisse und den Ersatz des ihm entstandenen Schadens von seiner früheren Arbeitgeberin verlangt. Die Gerichte hatten seinem Verlangen zum Teil stattgegeben. Die Entscheidung, ob auch ein Satz „Wir mußten auf seine Dienste verzichten, weil er sich eine grobe Vernachlässigung des Dienstes im Wiederholungsfalle hat zuschulden kommen lassen" zu entfernen sei, lag dem Reichsgericht vor. Dieses hat sich für die Zulässigkeit des Satzes entschieden, da sich aus dem Tatbestand die tatsächliche Berechtigung des Satzes ergab. (RG. III. 20. II. 25.)

Verbandsmitteilungen.

(Beton- u. Tiefbau-Wirtschaftsverband, Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband, Berlin W 30, Nollendorfplatz 3 I.)

Herr Bauingenieur Stoeßel, Frankfurt a. M., hat den Vorsitz unserer Gruppe Maingau niedergelegt. An seiner Stelle wurde Herr Bauinspektor Winkelmann, Buchheim & Heister A.-G., Frankfurt a. M., zum Vorsitzenden gewählt.

Am Mittwoch, den 1. Juli 1925, fand in Düsseldorf eine gemeinsame Sitzung des Hauptausschusses des BTWV, des Gesamtvorstandes und des Tarifausschusses des BTAV statt, die sich mit der Frage der Vertragsgestaltung und der Lohnpolitik befaßt hat.

Die Reichsarbeitsverwaltung hat in London den Entwurf einer „Musterverordnung für den Schutz der Bauarbeiten" vorgelegt. Wir haben den Entwurf unseren Gruppen zur Äußerung zugesandt.

Müssen telegraphisch abgeschlossene Kaufverträge unbedingt brieflich bestätigt werden?

(Reichsger. II. 923/22.)

(Nachdruck verboten.) Käufer und Verkäufer standen in Verhandlungen wegen eines größeren Abschlusses, und die Parteien hatten in dieser Sache wiederholt Telegramme gewechselt. Der Kauflustige fragte schließlich bei dem Lieferanten an, ob noch ein bestimmter kleinerer Preisnachlaß erfolgen könne, worauf jener zurücktelegraphierte, daß er Mengen, Preise, Liefertermin zuzüglich des gewünschten Preisnachlasses akzeptiere.

Später entstanden zwischen den Parteien Differenzen, und die Gerichte hatten darüber zu entscheiden, ob im vorliegenden Falle von einem ordentlichen Vertragsabschluß gesprochen werden könne.

Das Kammergericht hatte den Standpunkt vertreten, daß, da die Parteien Kaufleute seien, der Vertrag nach geltender Handelssitte noch nicht rechtswirksam geworden sei; es wäre unbedingt noch eine briefliche Bestätigung des telegraphisch abgeschlossenen Kaufvertrages erforderlich gewesen.

Das Reichsgericht war anderer Ansicht. Allerdings — so meinte der höchste Gerichtshof — ist es unter Kaufleuten üblich, telegraphische und telephonische Abschlüsse brieflich zu bestätigen, um etwaige Unklarheiten und Mißverständnisse zu beseitigen und auch um diese Abschlüsse zu ergänzen. Es ist in der Rechtsprechung auch anerkannt, daß, wenn dies geschieht, den Bestätigungsschreiben rechtserzeugende Kraft innewohnt. Die kaufmännische Welt weiß aber, daß solche Bestätigungsschreiben den Zweck haben, alle Vertragsbedingungen erschöpfend festzulegen, und daß, falls kein Widerspruch erfolgt, der Vertrag mit diesem Inhalt als abgeschlossen zu gelten hat. — Aber diese Gepflogenheit der schriftlichen Bestätigung telephonischer und telegraphischer Abschlüsse sowie die rechtliche Bedeutung derartiger Bestätigungsschreiben vermögen an sich an dem mittels Fernsprecher oder Draht tatsächlich erfolgten Vertragsabschluß nichts zu ändern. Durch das bloße Bestehen dieser Gepflogenheit und die rechtliche Kraft, die solchen Bestätigungsschreiben beizumessen ist, wird die rechtliche Wirksamkeit des tatsächlich erfolgten Vertragsabschlusses nicht beeinträchtigt, sofern nicht die Parteien den Vertragsabschluß ersichtlich von schriftlichen gleichlautenden Bestätigungen abhängig gemacht haben. Etwas derartiges trifft aber im vorliegenden Falle nicht zu, und somit ist gegen die Rechtsgültigkeit des telegraphisch abgeschlossenen Vertrages nichts einzuwenden. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 20. Mai 1925.

Kl. 19 a, Gr. 11. H 94 070. Franz Höhne jr., Halle a. d. S., Am Güterbahnhof 4. Schienenbefestigung auf eisernen Querschwellen. 28. VI. 23.

Kl. 19 f, Gr. 3. Sch 69 218. Gottfried Schneider, Berlin-Lichterfelde-Ost, Mittelstr. 22. Schildvortrieb für Strecken. 28. XII. 23.

Kl. 20 h, Gr. 4. J 23 304. Dr.-Ing. Franz Jordan, Berlin-Lichterfelde, Bismarckstr. 18. Durch Druckluft gesteuerte Gleisbremse mit neben den Laufschienen liegenden Bremsschienen. 29. XII. 22.

Kl. 20 h, Gr. 5. B 112 785. Theophan Borjymsky, Berlin, Lützowstraße 66. Bremsschuh. 15. II. 24.

Kl. 20 i, Gr. 4. B 116 037. Bahnbedarf Akt.-Ges., Darmstadt. Gleiskreuzung. 9. X. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. A 44 228. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Überwachungsschaltung für Tageslichtsignale. 18. II. 25.

Kl. 20 i, Gr. 24. O 14 703. Karl Otto, Frankfurt a. M., Rothschildallee 20. Signalschaltung für Straßenbahnen. 2. III. 25.

Kl. 20 k, Gr. 7. R 50 666. Rail Welding and Bonding Company, Cleveland, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zur elektrischen Verbindung von Eisenbahnschienen, bei welcher die zur Aufnahme der Enden des kupfernen Schienenverbinders bestimmte Form oder das Muldenstück mit Ausnehmungen versehen ist. 10. VII. 20. V. St. Amerika 9. VIII. 13.

Kl. 37 a, Gr. 4. J 24 303. Karl Jäger, Frankfurt a. M., Rotteckstr. 2. Auf Biegung senkrecht zu ihrer Fläche beanspruchte Mauer aus Formsteinen. 11. I. 24.

Kl. 37 b, Gr. 2. F 56 025. Fa. Farbenfabrik vorm. Meister Lucius & Brüning, Höchst a. M. Zur Ausmauerung kugelförmiger Gewölbe dienende Steinplatte. 1. V. 24.

Kl. 80 b, Gr. 1. S 53 673. Otto Simon, Berlin-Lankwitz, Waldmannstraße 1. Verfahren zur Herstellung von wasserdichtem Zement und Mörteln. 8. VII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 1. S 54 254. Otto Simon, Berlin-Lankwitz, Waldmannstraße 1. Verfahren zur Herstellung von wasserdichtem Zement und Mörteln. 17. IX. 20.

Kl. 85 d, Gr. 2. F 52 666. Alfred Farner, Luzern, Schweiz, Vertr.: Dr. H. Göller, Pat.-Anw., Stuttgart. Selbsttätige Ein- und Ausschalteinrichtung für die Pumpe von Wasserversorgungsanlagen. 5. X. 22. Schweiz 22. II. 22.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 28. Mai 1925.

Kl. 19 c, Gr. 10. V 18 356. Dipl.-Ing. W. Voigt, Leipzig-Schleußig, Stieglitzstr. 13. Fahrbarer Straßenaufreißer. 22. V. 23.

Kl. 20 i, Gr. 39. S 67 174. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Streckenblockschaltung. 20. IX. 24.

Kl. 20 i, Gr. 38. W 67 341. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. Fr. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verkehrsüberwachungsapparat für Eisenbahnen u. dgl. 17. X. 24.

Kl. 80 b, Gr. 25. P 45 253. „Prodor" Fabrique de Produits Organiques S. A. u. Marcel Levy, Genf; Vertr.: Dr. Fr. Düring, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Gegenständen aus Beton mit schmelzbaren Bindemitteln. 24. I. 22. Schweiz 16. XI. u. 28. XII. 21.

Kl. 85 c, Gr. 6. P 48 637. Fa. Claudius Peters, Hamburg. Separatorscheibe, insbesondere für Abwasserreinigung mit einer oder mehreren Reinigungsbürsten. 21. VIII. 24. Amerika 14. II. 24.

Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 20. Mai 1925.

Kl. 20 i, Gr. 29. 415 033. James Bernard Regan, New York, V. St. A.; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Elektrische Anzeigevorrichtung, insbesondere für Zugüberwachung. 29. VII. 24. R 61 666.

Kl. 20 k, Gr. 9. 415 034. A. S. Kristiania Sporveier, Oslo; Vertr.: Dipl.-Ing. S. Meier, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schalldämpfer zur Verhinderung der Fortpflanzung von Geräuschen durch Tragdrähte elektrischer Stromleitungen, sonstige Drähte usw., insbesondere für Fahrleitungsanlagen elektrischer Bahnen. 8. VII. 24. A 42 614.

Kl. 35 b, Gr. 1. 414 963. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Kabelkran. 8. II. 24. A 41 504.

Kl. 37 b, Gr. 5. 414 926. Heinz Stephan, Düsseldorf, Kaiserstr. 5. Holzverbindung. 10. VIII. 22. St 36 021.

Kl. 84 c, Gr. 2. 414 955. Alfred Hiley, Dalegarth, County of Hertford, Engld.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfälen aus Beton. 11. III. 22. H 89 057.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 28. Mai 1925.

Kl. 19 a, Gr. 2. 415 326. Max Rüping, München, Bayerstr. 47. Verfahren zum Verdübeln von Eisenbahnschwellen; Zus. z. Pat. 415 325. 26. I. 24. R 60 174.

Kl. 19 a, Gr. 20. 415 102. Diederich Storjohann, Immigrath, Niederrhein. Rillenschiene als innere Bogenschiene. 3. V. 22. St 35 715.

Kl. 19 a, Gr. 20. 415 103. Diederich Storjohann, Immigrath, Niederrhein. Rillenschiene; Zus. z. Pat. 415 102. 23. XII. 22. St 36 458.

Kl. 19 a, Gr. 28. 415 325. Max Rüping, München, Bayerstr. 47. Zum Einschlagen schwachwandiger Dübel dienender Aufsetzer mit in die Dübelbohrung einsteckbarem Dorn. 26. I. 24. R 60 173.

Kl. 20 i, Gr. 9. 415 330. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Doppelzungenweiche für Schwebebahnen. 21. I. 25. B 117 695.

Kl. 37 b, Gr. 3. 415 336. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Anordnung zum Aufheben der Verdrehungsbeanspruchungen bei Hochspannungsmasten. 16. IV. 24. A 42 026.

Kl. 37 e, Gr. 5. 415 337. Otto Schneider, Königsberg i. P., Drummstr. 20. Kragträger an in Fensteröffnungen eingehängten Gerüststangen. 3. VIII. 23. Sch 68 361.

Kl. 38 h, Gr. 2. 415 228. Fa. Röchling'sche Eisen- und Stahlwerke G. m. b. H. u. Alexander Freiherr von Samsonow, Völklingen, Saar. Holzimprägnierungsmittel. 6. XII. 21. R 54 562.

Kl. 80 b, Gr. 1. 415 163. Meyer Josef Davidsen, Paris; Vertr.: Fr. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Zementwaren. 28. III. 24. S 45 208.

Kl. 80 b, Gr. 5. 415 230. Gelsenkirchener Bergwerks-Akt.-Ges. Abteilung Schalke u. Emil Opderbeck, Wildenbruchstr. 78, Gelsenkirchen. Schleudermühle zum Trockenkörnen von flüssiger Schlacke. 26. IX. 22. G 57 504.

Kl. 80 b, Gr. 25. 415 164. Cornelis Johannes Cruijff, Ede, Holland; Vertr.: J. Tenenbaum u. Dr. Heimann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung oder Wiederherstellung staubfreier Wege. 13. IX. 23. C 33 967. Großbritannien 10. X. 22.

Kl. 80 b, Gr. 25. 415 222. Dr. Helmut W. Klever, Karlsruhe i. B., Stefanienstr. 10. Verfahren zur Darstellung von Asphaltkörpern sowie zur Verbesserung der Eigenschaften von Asphalten. 3. V. 24. K 89 409.

Kl. 85 e, Gr. 18. 415 296. Richard Flügge, Stendal. Aus einzelnen Gliedern bestehendes Gestänge für Werkzeuge zur Reinigung von Abwasserrohrleitungen. 7. III. 24. F 55 614.

Kl. 85 e, Gr. 21. 415 297. Richard Arnold u. Friedrich Rost, Küßnacht, Kt. Zürich; Vertr.: R. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Ab- und Überlaufventil für Flüssigkeitsbehälter. 26. III. 24. A 41 907. Schweiz 26. I. 24.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Raum, Zeit und Relativitätsprinzip. Von Prof. Dr. I. A. Schouten. B. G. Teubner, Leipzig u. Berlin 1924. 40 Seiten. Preis geh. 2,40 M.

Das vorliegende Bändchen gehört zu den populären Schriften über die Einsteinsche Theorie, behandelt aber zum Unterschied von vielen anderen nicht ihren eigentlichen Aufbau, sondern bringt nur den Grundgedanken ohne jede mathematische Formulierung zur Darstellung und zeigt, wie das Relativitätsprinzip als notwendige Konsequenz am Ende eines sich durch Jahrhunderte hindurchziehenden Entwicklungsprozesses steht. Hervorzuheben ist dabei die außerordentlich klare Ausdrucksweise, mit der die begrifflich — auch für den gebildeten Laien — nicht immer leicht zu erfassenden Teile des Gegenstandes dem Leser nahegebracht werden. Is.

M. Bazali (†). Zahlenbeispiele zur statischen Berechnung von Eisenbeton-Konstruktionen. Ein Nachschlagebuch für die Praxis. Herausgegeben und überarbeitet von Reg.-Bmstr. L. Baumeister. Verlag Willy Geißler, Berlin SW 61. 1925. Preis gebd. 12 RM.

In der Einleitung werden Baustoffragen, weiterhin die Berechnung von Balken behandelt. Hierauf folgt ein Abschnitt über Beton, dann ein solcher über die Berechnung von Platten und Balken mit rechteckigem Querschnitte. Hieran schließt sich der Hauptteil: Zahlenbeispiele für Platten- und Balkenberechnung aller Art. Verhältnismäßig kurz behandelt sind zum Schlusse dieses Teiles Säulen und Pfeiler, Gewölbe, Wasserbehälter und Rohre. In einem Anhang, neu hinzugefügt, werden Maschinen und Werkzeuge für Beton- und Eisenbetonbauten behandelt.

Alle Ausführungen sind klar und übersichtlich, die Beispiele gut gewählt und einwandfrei durchgeführt. Das Werk wird besonders von denen mit Vorteil benutzt werden, welche sich mit Platten und Balken in Eisenbeton beschäftigen. Leider werden aber, wegen der jetzt gerade erscheinenden neuen, z. T. stark abgeänderten Eisenbetonbestimmungen manche Einzelheiten der Berechnungen in Zukunft Abänderungen verlangen. M. F.

Die Clapeyronsche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung. Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Berlin. (Deutsche Bauzeitung, Berlin 1924.)

Die Schrift (ein Neudruck eines in der „Deutschen Bauzeitung" 1918 erschienenen Aufsatzes) gibt eine verallgemeinerte Form der Clapeyronschen Gleichung für geradstäbige Tragwerke mit gut ausgewählten Beispielen, die die Verwendbarkeit des Verfahrens für ruhende und bewegliche Last zeigen. Die Beispiele umfassen Systeme mit unverschieblichen und verschieblichen Knotenpunkten. Der Anhang gibt Kreuzlinienabschnitte für die gebräuchlichsten Belastungsfälle nach Pederssen (Armierter Beton 1918). Diese Zusammenstellung wird von manchen Fachkollegen gerne benutzt werden.

Obwohl das Verfahren der Momentengleichungen für die Berechnung von Rahmentragwerken in einer größeren Anzahl von Abhandlungen, z. T. ausführlich in Buchform, in den letzten Jahren behandelt wurde, ist der Neudruck zu begrüßen, da er in gedrängter Kürze alles zum Verständnis Notwendige bringt und somit geeignet erscheint, den Leser auch bei Berechnung hochgradig unbestimmter Systeme zu führen.

Dipl.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B.

Bücherverzeichnis der Verlagsbuchhandlung Quelle und Meyer, Leipzig.

Das soeben erschienene Bücherverzeichnis des obengenannten Verlages in Originaleinband läßt erkennen, wie umfangreich und vielgestaltig sich der Verlag in den letzten Jahren entwickelt hat. Im besonderen sind es die Kulturwissenschaften und die allgemeinen Wissenschaften und Lehrbücher, namentlich für die Schulen, denen der Verlag sein besonderes Interesse zugewendet hat. M. F.

Aufgaben aus der Technischen Mechanik. Von F. Wittenbauer, bearb. von Dr.-Ing. Theodor Pöschl. Bd. I: Allgemeiner Teil. Fünfte, verbesserte Auflage, 839 Aufgaben und Lösungen mit 640 Textabbildungen. Verlag von Julius Springer, Berlin 1924. Preis gebd. 8 M.

Neben den verschiedenen wissenschaftlichen Werken der Technischen Mechanik von Ruf bildet das vorliegende Buch seit seinem ersten Erscheinen einen allgemein und stets als wertvoll anerkannten Beitrag zum Studium der Technischen Mechanik; es hat sehr vielen Jüngern der Wissenschaft den Weg vom Wissen zum Können ebnen helfen und manchem Ingenieur der Praxis immer wieder Anregungen gegeben. Dieser Wert ist auch der neuen Auflage beizumessen. Durch den neuen Bearbeiter hat das Buch keine wesentliche Veränderung erfahren; wenn die neue Auflage „verbessert" genannt wird, so ist dies im Hinblick auf den wissenschaftlichen Ausbau verständlich, den gerade dieses Gebiet in den seit Erscheinen des ersten Bandes vergangenen drei Jahren erfahren hat. Daß neben der gesonderten Zusammenstellung auch die Art der Lösungen eine oberflächliche Behandlung der Aufgaben verhindert, ist auch bei der neuen Auflage berücksichtigt geblieben. G. E.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Am 23. Mai bot sich unserer Ortsgruppe die Gelegenheit, das Werk Oppau der Badischen Anilin- & Soda-Fabrik besichtigen zu können. Herr Oberingenieur Goebel gab in dem Vortragssaale des schlicht und vornehm ausgestatteten Hauptverwaltungsgebäudes einen kurzen Überblick über das Wesen der Ammoniaksynthese und die Geschichte des Werkes Oppau mit besonderer Berücksichtigung der für das Werk an Schicksalsschlägen reichen Nachkriegszeit, wovon nur die furchtbare Explosion vom 21. September 1921 und die Besetzung durch die Franzosen im Sommer 1923 erwähnt sei. Hiernach erfolgte in mehreren Gruppen der Rundgang durch das Werk, der nach den abgegebenen sehr beifällig aufgenommenen Erläuterungen sozusagen den Unterricht am Objekt bildete und einen klaren Überblick über den Produktionsgang gab. Das Herz des ganzen Werkes bildet die Gasfabrik. Von hier aus wird in zahllosen auf Brücken verlegten Rohrleitungen Kraftgas, Wassergas und Stickstoff über das ganze Werk verteilt. In der riesigen, tadellos ausgestatteten Kraftzentrale wird mittels Gasmaschinen elektrische Kraft erzeugt. In der Ammoniakfabrik wird in kolossalen Öfen unter hoher Temperatur und hohem Druck Stickstoff und Wasserstoff zu Ammoniak vereinigt. Die hohen Drucke werden wiederum von großzügigen Kompressorenanlagen geliefert. In fünf riesigen Silos werden die fertigen Produkte aufgespeichert und schließlich durch Bagger, Förderbänder und Sackverladeeinrichtungen in Eisenbahnwagen verladen. Vier Kesselhäuser sorgen für die Erzeugung von Dampf zum Antrieb der Turbinen in der Dampfturbinenzentrale. Die Kesselhäuser sind ständig in Betrieb und werden mittels einer Kohlenförderanlage gespeist, die die Kohlen vom Schiff direkt zur Feuerstelle fördert. Riesenschornsteine aus Eisenbeton, deren höchster 117 m hoch ist, sorgen für den Abzug der Rauchgase. Großes Interesse erregte noch die Besichtigung der Harnstoff-Fabrikation, wo die Herstellung des bekannten Gartendüngers „Floranid" vor sich geht.

Für den Bauingenieur beachtenswert waren vor allem die unter der Leitung des Herrn Goebel vorbildlich durchgeführten Rekonstruktionen der durch die Explosion zerstörten Gebäude, insbesondere die in ihrer Ausdehnung und Bedeutung wohl einzig dastehenden Wiederherstellungsarbeiten der Eisenbetonbauten.

Nach zweistündigem Rundgang trafen die Teilnehmer im Vereinshaus der B. A. S. F. zu einem Imbiß wieder zusammen. Hierbei stattete Herr Diplom-Ingenieur Engelmann, Herr Baurat Lang und Herr Dr. Adolf Bossert den Dank der Teilnehmer ab, indem sie ihrer Bewunderung für die hervorragenden technischen Leistungen der B. A. S. F. beredten Ausdruck gaben.

Die Kleinbahnen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens.

Vortrag von Herrn Professor Helm, gehalten im Ingenieurhaus am 19. Mai 1925.

Die vorhandenen Schienenwege Deutschlands setzen sich zusammen aus

54 000 km Reichsbahnen,
10 000 „ nebenbahnähnlichen Kleinbahnen,
5 700 „ Straßenbahnen,
und 4 300 „ Privateisenbahnen.

Die letzte Gruppe unterliegt den gleichen gesetzlichen Bestimmungen wie die Reichsbahn, ist aber, wie auch die beiden übrigen Verkehrsmittel, nicht zu unmittelbaren Reparationsleistungen verpflichtet. Die volkswirtschaftlich ähnliche Stellung der Privatbahnen wird besonders durch die Tarifgleichheit mit der Reichsbahn augenscheinlich.

Die gesetzlichen Bestimmungen für nebenbahnähnliche Kleinbahnen und Straßenbahnen sind im preußischen Kleinbahngesetz vom Jahre 1892 enthalten.

Im Gegensatz zu den verstaatlichten Hauptbahnen, deren Betriebsüberschüsse allmählich zum Rückgrat der Staatsfinanzen wurden, erforderten die staatlichen Kleinbahnen zunächst Zuschüsse. Die Entwicklung der Verhältnisse führte dazu, die Interessenten zu den Baukosten heranzuziehen, so daß in den Kleinbahnen der erste gemischtwirtschaftliche Betrieb entstand. Durch das erwähnte Gesetz wurde der allgemeine Staatshaushalt entlastet, die Verkehrsbedürfnisse befriedigt und die Steuerkraft der Bevölkerung sowie der Verkehr auf den Staatsbahnen gehoben. Ähnliche Gesetze wurden später in Mecklenburg-Schwerin, Baden, Oldenburg und Schaumburg-Lippe gegeben.

Die nebenbahnähnlichen Kleinbahnen dienen hauptsächlich als Zubringer und Verteiler des Haupt- und Nebenbahnnetzes. Infolge der Verkehrsschwäche derartiger Linien ist es angebracht, die Ausgaben für technische Einrichtungen und die weitere Ausstattung der Bahnen so gering als möglich zu halten. Selbstverständlich muß beim Bau von vornherein mit dem stetigen Anwachsen des Verkehrs gerechnet werden. Es ist daher nicht unzweckmäßig, öffentliche Wege als Bahnkörper zu benutzen. Auch die Schmalspur hat sich nicht sehr bewährt, besonders nicht im Wechselverkehr mit der Normalspur, der sehr teuere Umladekosten zur Folge hätte. Schmalspur ist nur im örtlichen Betrieb am Platze, und zwar sollte man einheitlich die Meterspur anwenden. Die regelspurigen Güterwagen der staatlichen und privaten Haupt- und Kleinbahnen werden gegenseitig wie eigene benutzt, was aber bei Lokomotiven und Personenwagen nicht zutrifft Der Wagenbedarf wird nach den Aufenthaltszeiten der Wagen auf den Kleinbahnen ermittelt.

Reichsbahn und Privatbahnen sind im Eisenbahnverkehrsverband und in der Generalkonferenz der deutschen Eisenbahnen zusammengeschlossen. Diese Einrichtungen bilden Vorschriften und Tarife einheitlich aus und vermitteln die Verrechnung der Gebühren.

Bei den nebenbahnähnlichen Kleinbahnen bestehen dagegen keine direkten Tarife. Eine fast vollkommene Tarifeinheit mit der Reichsbahn ist aber dadurch erreicht worden, daß die Reichsbahn von den Frachtgebühren, die sie im Wechselverkehr mit den Kleinbahnen erhält, dieser einen festen Anteil, den Frachtanschluß von z. Zt. 4 M für 10 t, überweist.

Allen Bahnen ist die Schienenbahn mit dem kleinen Bewegungswiderstand von 2,5 vH bei geringen Geschwindigkeiten gemeinsam. Er wird nur vom Wasserwiderstand in Kanälen unterboten, der jedoch der Schienenreibung bei einer Geschwindigkeit von etwa 7,5 km/h gleichkommt und sie bei höheren Geschwindigkeiten bei weitem überschreitet.

Die Kleinbahnen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens stehen im Dienst der Wirtschaft und sind nur Mittel zum Zweck wie auch der Kraftwagen, der die Lücke zwischen den Bahnen niederer Ordnung und den Landfuhrwerken glücklich ausfüllt.

Die einzelwirtschaftliche Bewertung der verschiedenen Verkehrsmittel richtet sich nach den günstigsten Beförderungspreisen. Die volkswirtschaftliche Bewertung ist durch die verschiedenen Betriebsarten und die verschiedenen finanziellen Belastungen in Deutschland sehr erschwert. Die Reichsbahn brachte vor dem Kriege jährlich rund eine Milliarde Goldmark Überschuß. Wasserstraßen und Kraftwagenlinien sind Zuschußbetriebe.

Die oben erwähnte Tarifeinheit, ferner Ausnahmetarife und Reparationslasten müssen sämtlich zu einem objektiven Vergleich herangezogen werden. Nicht die Beförderungspreise, sondern nur die Selbstkosten geben einen Maßstab für die wirtschaftliche Leistungsfähigkeit der verschiedenen Verkehrsmittel.

Der Aufwand der Straßenbahnen beträgt etwa 50—60 vH des Aufwandes beim Autobus, über den allein bis jetzt einige Erfahrungen vorliegen[1]). Die Reisegeschwindigkeit von Autobus und Straßenbahn ist ungefähr die gleiche. Erfahrungen vom Lastkraftwagen liege noch nicht in hinreichendem Maße vor. Zu berücksichtigen ist hierbe daß die Lebensdauer eines Lastkraftwagens bei den heutigen Straßen verhältnissen nur etwa 5 Jahre beträgt. Vor einem Vergleich mit de Kraftwagenverkehrsverhältnissen des wohlhabenden Amerika mi seiner zwölffachen Bevölkerungsdichte gegenüber Deutschland mu entschieden gewarnt werden. Im übrigen werden jedoch zahlreich Verkehrsbedürfnisse vom Kraftwagen vielfach wirtschaftlicher be friedigt als durch Bahnen. Das Ziel, den Verkehr im Dienst der Wirtschaft mit dem Mindestaufwand von Mitteln abzuwickeln kann nur durch eine vernünftige Verkehrspolitik geschehen die von der Aufstellung der Beförderungsselbstkosten ausgeht Voraussetzung ist auch hier ein Gedeihen unserer Wirtschaf und die Wettbewerbsfähigkeit der deutschen Industrie auf den Weltmarkt.

Dem Vortrag folgte die angekündigte Generaldiskussion über di bisher gehaltenen Vorträge der Vortragsreihe.

Herr Professor Mattern machte zunächst auf das Mißverständni aufmerksam, daß bei den von Professor Helm im letzten Vortrag gezeigten Kurven für die Transportkosten die Kosten des Eisenbahn transportes durchweg unter denen für den Wassertransport lägen un regte an, durch unmittelbare vergleichende Versuche die vorhanden Überlegenheit der Wasserstraßen bei großen Entfernungen festzu stellen. Sodann gab Herr Wasserbaudirektor Frentzen interessant Zahlen über die Transportkosten auf dem Wasser und der Eisenbahn aus denen klar hervorgeht, daß der Wasserstraßentransport billige ist. Er forderte daher, daß auch die Kohle zu Wasser befördert werde um die Gesamtwirtschaft billiger zu gestalten, und verlangte nac Möglichkeit eine Herabsetzung der Vorfrachten, die für die Bah keinen Schaden zu bringen brauche, wenn sie geeignete Einrichtunge zur Verminderung der Ein- und Umladekosten treffe. Er zeigte sodan an Hand zahlenmäßiger Belege die noch größere Überlegenheit de Wasserstraßen bei vorfrachtlosen Transporten und befürwortete i längeren Ausführungen ein enges Zusammenarbeiten von Wasser straßen und Eisenbahn einerseits, um den Wasserstraßen zu der ihne gebührenden Anerkennung zu verhelfen, andererseits um ihren innere Wirkungsgrad zu heben und damit die Gesamtwirtschaft zu bessern Herr Geheimrat de Thierry versprach sich insofern eine glücklich Lösung der Frage der Umschlagtarife, als diese Transporte durch de noch neuen Kraftwagenverkehr bis zu 100 km ausgeführt werde könnten. Er wies insbesondere darauf hin, daß Wasserstraße un Eisenbahn beide für die Allgemeinwirtschaft unentbehrlich seien un daß die Wasserstraßen trotz der hohen Unterhaltungskosten auc großen Nutzen haben für die Verteilung der Industrie in den Städte und für die Hebung der Landeskultur und den Hochwasserschut Trotz der 4½-fachen Länge der Eisenbahnen war der kilometrisch Güterverkehr auf den Wasserstraßen 40 vH größer. Er wies ferne darauf hin, daß bei Erztransporten auf der Eisenbahn gleichzeitig mi den Einnahmen auch die Unterhaltungskosten erheblich stiegen Etwa eintretende Stillegungen des Wasserverkehrs müßten in Kau genommen werden, da Schwankungen bei jedem Verkehrsmittel vor handen seien. Er trat noch einmal warm für ein einträchtiges Zu sammenarbeiten ein.

Herr Ministerialrat Baur versprach sich nicht viel von einen praktischen Versuch mit einer Vergleichsstrecke. Er warb für de Gedanken, durch billige Schiffsfrachten, verbunden mit billige Eisenbahntarifen, Großes zu leisten und zeigte an Hand einer Kurv den großen Nachteil, den die Einführung der Staffeltarife bei de Eisenbahn für die Schiffahrt bedeutet.

Herr Prof. Mattern schlug sodann vor, an den Technischen Hochschulen geeignete Lehrstühle zur Ausbildung der Ingenieur in verkehrswirtschaftlichen Fragen einzurichten, die durch volkswirt schaftlich eingestellte Techniker zu besetzen seien.

Herr Dr. Stäber kennzeichnete die Politik der Reichsbahn al einen Kampf bis aufs Messer, da nie die Selbstkostenfrage, sonder nur die Erkenntnis der Konkurrenz für ihre Tarifpolitik maß gebend sei.

Herr Ministerialrat Gutbrod forderte dazu auf, die Verkehrs mittel als Teil des Wirtschaftslebens durch eifriges Studium in ihre Eigenart richtig zu erkennen und einzuschätzen, um mit einem Mini mum an Aufwand maximale Leistungen zu erzielen und erblickte i der Erforschung und praktischen Anwendung dieser Dinge eine Haupt aufgabe des Reichsverkehrsministeriums.

Nun wies Herr Ministerialrat Busch noch darauf hin, daß de Kernpunkt der sei, sich mit dem Gesamtkomplex der Verkehrsfrage zu beschäftigen; er forderte die Anstellung von Verkehrsräten zu Erforschung und Durchführung des allgemeinen Verkehrs und hiel es für notwendig, in jedem Verkehrsbezirk alle Interessenten an eine Tisch zu führen.

In seinem Schlußwort regte Herr Prof. Helm an, der Selbst kostenfrage größere Aufmerksamkeit zuzuwenden, worauf Her Ministerialrat Busch mit warmem Dank für alle Diskussionsredne den ertragreichen Ausspracheabend schloß.

[1]) Verkehrstechnik 27. 2. 25. Direktor Cai Nörregaard, Kopenhagen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 10. Juli 1925 Heft 14

HEIMATSCHUTZ UND NECKAR-KANALISIERUNG.

Von Oberbaurat Dr. Ludwig Schmieder, Heidelberg.

Die Fortführung der Kanalisierung des Neckars ist ernstlich in Frage gestellt durch eine Denkschrift[1]), die sämtliche Einwände Heidelberger Kreise zusammenfaßt und darin gipfelt, die Wirtschaftlichkeit und damit die Zweckmäßigkeit des Kanals überhaupt zu bestreiten und zu verlangen, daß deshalb die Schönheiten des Neckartales unberührt erhalten bleiben. Den Anstoß gab die vermeintliche Gefährdung des Bestandes der alten Brücke (unter Hinweis auf den ähnlichen Vorgang beim Abbruch der herrlichen alten Mainbrücken in Frankfurt) und die Befürchtung, daß das harmonische Gesamtbild der Schloßruine, der Heiliggeistkirche und der alten Brücke

Abb. 1. Lauf des Neckars von der alten Brücke bis zum Stift Neuburg. Links ist eine Lösung nach dem Grundgedanken des Kupferschmidschen Entwurfes, rechts eine andere unter Verlegung des Wehres und der Schleuse in die Nähe des Stiftes Neuburg eingetragen. (Entwürfe der Neckarbaudirektion von 1914.)

ndgültig zerstört würde, nachdem es durch rohe Eingriffe, ie die Erstellung eines hohen Fabrikbaues am Fuße des Schloß-igels, des ungegliederten Kastens eines Hotels über den errassen des Schloßgartens u. dergl., schon schwere Einbuße ·litten hat. (Vgl. Abb. 2 des heutigen Zustandes und die Modelle bb. 4—5.) Wie auch der Streit um die Fortführung der analisierung ausgehen möge, so zeigt die Wirkung der Einsrache doch mit aller Deutlichkeit dem Ingenieur, daß wir heute ·eder, wie zu allen Zeiten guten künstlerischen Geschmackes ·d einer lebendigen Bautradition, von jedem Bauwerke, also ·ch von allen Ingenieurbauten, ein Einpassen in die Umgbung und eine wohlgefällige Gestaltung verlangen können ·d müssen. Dafür, wie eine solche Aufgabe zu lösen ist, gibt ·e bisherige Entwicklung der Projekte für die in dieser Hinsht wichtigste Staustufe des Kanals, in Heidelberg, wertvolle ·ngerzeige.

Der erste, von dem verstorbenen Oberbaurat Kupfersmid ausgearbeitete Entwurf kam dieser Ablehnung aller ·ränderungen in der Nähe des Schlosses entgegen und legte ·hl die Schleuse an der breitesten Stelle des Flußbettes zu ·ßen des Schlosses an, schob aber das Wehr einige hundert ·ter flußaufwärts an eine landschaftlich unbedeutende ·lle. Die seitliche Begrenzung des Schleusenkanals durch eine mehrere hundert Meter lange und etwa 5 m über das Flußbett emporragende Mauer wurde als unschön abgelehnt.

Heute, nachdem die Stauhöhe durch Änderung der Stufenverteilung nur noch 2,6 m beträgt, würde die Mauer bei entsprechender Ausbildung bei weitem nicht mehr in dem Maße wie früher störend wirken. Abb. 1 links zeigt eine den heutigen Verhältnissen entsprechende Anwendung des Kupferschmidschen Gedankens.

In dem zeitlich folgenden Projekte der Neckarbaudirektion (von 1921) ging man lediglich von technisch-wirtschaftlichen Erwägungen aus in dem Glauben, daß der klare Ausdruck der technisch einwandfrei gelösten Erfordernisse ohne weiteres schön wirken müsse, daß also die reine Zweckmäßigkeit die Schönheit mit sich brächte. Zwischen vier Pfeilern sollten Walzenwehre eingesetzt und die Pfeiler durch horizontale Bedienungsstege in Eisen über die anschließenden Schleusen hinweg mit den Ufern verbunden werden. Dieser heute auch von Architekten als unbedingt gültig verfochtene Lehrsatz bedarf, wie das Heidelberger Beispiel zeigt, einer starken Einschränkung. Er kann zutreffen an Orten, wo keine Rücksicht auf die Umgebung zu nehmen ist. In Heidelberg verlangt aber die Landschaft sowohl als die vorhandenen altehrwürdigen Baudenkmäler unbedingte Rücksichtnahme. Der Landschaft ist ein kleiner Maßstab eigen. Felder, Wiesen, Wald, Felspartien wechseln in kleinen Flächen, ebenso die Bebauung. Diese Eigenschaft bildet mit den Grund dafür, daß der Name Heidelbergs schlechthin mit dem Worte Romantik zusammen genannt wird. Der kleine Maßstab wird sofort sinnfällig, wenn man zum Vergleich die großen bewaldeten Berge des Schwarzwaldes, schon aus der nächsten Umgebung Freiburgs, oder etwa das bayerische Alpenvorland heranzieht. Das bedingt, daß jedes Bauwerk in seinen Größenverhältnissen sich in die der vorhandenen Umgebung und der von der Natur gegebenen Harmonie einfügen muß.

Die Baudenkmäler verlangen als ehrwürdige Zeugen vergangener Kulturen ebenso Rücksichtnahme, und zwar im Hin-

[1]) Zur Kritik des Neckar-Kanal-Projekts von Prof. Dr. R. Thoma. ·lag „Heidelberger Tageblatt", 1925.

blick auf die Größenverhältnisse, die Formen und die Farbgebung. Das Schloß ist ein Konglomerat an und für sich kleiner verschiedenartiger Bauten. Selbst die alte Brücke hat über den großen Bogen, der reinen konstruktiven Form, eine kleine Gliederung durch die Baluster der Brüstungsmauer und den plastischen Schmuck der Standbilder. Ebenso liegen die Verhältnisse bei der Heiliggeistkirche. Das Material ist bei allen dreien roter Sandstein, der wie im Neckartale selbst auch hier in der Farbe die Landschaft beherrscht. Das bedingt tunlichst denselben Baustoff für das Wehr und eine feine Gliederung seiner Bauteile.

Abb. 2.
Wehr an der Hirschgasse (Schützenwehr), von der Molkenkur herunter gesehen.

Beide Forderungen verletzte der Entwurf von 1921. Der über dem Hochwasserabfluß sitzende die Pfeiler verbindende Steg hätte zudem den schönen Blick auf Heidelberg vom Neckartale her horizontal durchschnitten. Das Projekt wurde deshalb ebenso entschieden wie einmütig abgelehnt, obschon es vom technischen Standpunkte aus bis ins einzelne einwandfrei durchgearbeitet war.

Der nächste Entwurf wählte an Stelle der Walzen Schützen (Abb. 3 u. 4), die in eine in der Zahl der Bögen und dem Baustoff mit der alten Brücke übereinstimmende neue Brücke eingebaut werden sollten. Abb. 3 u. 4 zeigen, daß das Wehr von einer in den tektonischen Aufbau der Landschaft bedingten richtigen Stelle sitzt und hier die Terrassenwände des Schloßgartens mit dem Einschnitt der auf dem jenseitigen Ufer ansteigenden Hirschgasse verbindet[2]). Störend wirken nur die Bedienungshäuschen der Windwerke, die aber nach einer inzwischen andernorts erprobten Bauart unterhalb der Fahrbahn verdeckt angeordnet werden könnten. Auch dieser Entwurf fand wenig Gegenliebe, weil man im Stadtrate auch eine ungünstige Beeinflussung des Stadtbildes befürchtete und eine Brücke an dieser Stelle für unnötig hielt. Eine im Sinne des Heimatschutzes einwandfreie Lösung ist aber auf der Grundlage dieses Entwurfes durchaus denkbar und wurde in einer Variante von der Neckarbaudirektion angestrebt, in der das Kraftwerk fortgelassen ist, um das Wehr dauernd mit Wasser überspülen zu könnei Auch eine Brücke wäre an dieser Stelle nicht nur für de Verkehr, sondern auch für die Spaziergänger, Einheimisch und Fremde, von großem Nutzen, da man mit dem Besuc des Schlosses unmittelbar auf kürzestem Weg einen Gang nach dem jenseitigen Ufer und sein Höhen verbinden könnte.

Um den Wünschen der Stadt Heidelber weiter entgegenzukommen, gab die Neckarbau direktion eine Ausnutzung der Heidelberger Stu zur Gewinnung elektrischer Energie auf, behie lediglich ein kleines verdeckt anzulegendes Wer für den Eigenbedarf der Wehr- und Schleuser bedienung bei und sah nur zwei lange, von de Enden einseitig zu bedienende Walzen vor, s daß der Bedienungssteg unter Umständen for bleiben und der Blick auf die Stadt freigegebe werden konnte. Nur auf der einen Seite wurc zur Verbindung des Wehrpfeilers über d Schleusen und das daneben liegende klei Ausgleichswehr hinweg ein Steg vorgesehen (Abb. und 5), in dessen Unterbau sich die Bögen d alten Brücke wiederholen. Dieses Bruchstü einer Brücke befriedigt nicht; es ist zu schwac um als Pfeiler des ideell durch das Wehr ur seine Begrenzung gebildeten Flußtores ang sprochen werden zu können, und zu bedeuter als Bedienungssteg und Zugang zu einem Win werk. Das Ausgleichswehr, das dem verdeckt a freien Wehrende eingebauten Krafthause das Wass zuführen soll, sollte weggelassen und der Ste vielleicht in Verbindung mit den Schleusentore seiner untergeordneten Bedeutung entsprecher unauffällig angeordnet werden; dann wäre auch für dies Entwurf eine einwandfreie Lösung vorgezeichnet. Immerh wären die bei Hochwasser in die Luft ragenden Blechwalz eine häßliche Zutat im Stadtbilde.

Ein gleichzeitig zur Erörterung gestelltes zweites Proje (Abb. 1 rechts) wollte allen Schwierigkeiten aus dem Wege geh und die Staustufe bei der nächsten, flußaufwärts gelegene geeigneten Stelle zu Füßen des Stiftes Neuburg anlegen.

Abb. 3.
Wehr an der Hirschgasse (Schützenwehr), flußabwärts gesehen.

In dieser zu den schönsten Teilen des Neckartales zählend Umgebung war das Wehr noch unerträglicher als in Verbindu mit bestehenden Bauwerken. Es wurde deshalb abgeleh

Ein Blick auf den Grundriß lehrt, daß dieser auf dem Re brett gefertigte Entwurf, abgesehen von der ungünstigen La zu starr in das Netz der bestehenden Linien der Straßen und Ufers eingreift. Wenn man das Liniennetz alter Städte, Landstraßen oder der Feldteilung irgendwelcher Gegend trachtet, so ist jede Linie als Funktion der Oberfläch gestaltung charakteristisch. Ein im Sinne des Heimatschut

[2]) Die Abbildungen lassen auch die Häßlichkeit der Herrenmühle im Stadtbilde mit ihrem hohen Schornstein gut erkennen.

richtig entworfenes Wehr müßte schon im Grundriß auf dem Papier sich in dieses Netz harmonisch einfügen, das heißt in die Wirklichkeit übersetzt, alle Veränderungen müssen tunlichst das Vorhandene schonen, das Neue muß dem vorhandenen Aufbau der Landschaft sich anpassen. Diese Arbeit wird treffend mit „dem Einfühlen in die Landschaft" bezeichnet. Was das bedeutet, erläutert am besten ein Vergleich der Stadtbebauungspläne einer bergigen Stadt, etwa Stuttgart, vom Ende des vergangenen Jahrhunderts mit einem der in letzter Zeit ebenda für ähnliche Lagen entworfenen Plane. (Auf dem einen ein recht- oder schrägwinkeliges Netz, ohne große Rücksicht auf die Geländeverhältnisse, auf dem andern die Straßen so geschwungen, daß die Oberflächengestaltung daraus abgelesen werden kann.) In ähnlicher Weise mußte in dem Flußtale die für das Kraftwerk, für die Schleusen und das Wehr sich am besten an das Vorhandene anpassende Lage an Ort und Stelle generell und dann erst auf dem Papier genauer ermittelt werden. In der linearen Zeichnung würde der starre Zusammenhang der drei Bestandteile: Wehr, Krafthaus und Schleuse, dadurch gelockert und an die Umgebung gebunden.

Damit sind wir bereits in eine Erörterung der im freien ihnbebauten Neckartale zu errichtenden Wehre eingetreten. Venn die Lage richtig ausgesucht ist, so werden namentlich

Abb. 4.
Wehr an der Hirschgasse in Heidelberg, flußabwärts gesehen. (Walzenwehr, Entwurf 1924.)

Abb. 5.
Wehr an der Hirschgasse in Heidelberg, flußaufwärts gesehen. (Walzenwehr, Entwurf 1924.)

bei der großen Hochwassermenge des Neckars alle Wehrarten aufdringlich in Erscheinung treten, deren Verschlußteile hochgezogen werden müssen und die Bedienungsstege erfordern. Grundsätzlich wäre es deshalb von größter Bedeutung für die Erhaltung der landschaftlichen Schönheiten, auch bei großen Flußbreiten einwandfrei arbeitende versenkbare Wehre zu ersinnen, die von den beiderseitigen Flußufern aus bedient werden können. Es wäre zu wünschen, daß recht viele und erprobte Firmen sich an dieser kulturell wichtigen Aufgabe mit Erfolg beteiligen.

Als letzte Aufgabe bleibt das Schließen der Narben zu besprechen, die bei jedem Bauwerk in die Umgebung gerissen werden. Die Flächen der Gebäudeeinschnitte sind zu berasen und das Bauwerk durch Sträucher und Bäume sobald als möglich mit dem Pflanzenwuchs der Umgebung in Verbindung zu bringen. So wenig jemand sein neuerstelltes Haus nur auf eine Rasenfläche dauernd stellen würde, ebenso wenig darf ein Ingenieurbauwerk, das in freier Landschaft erstellt ist, des Schmuckes der Bäume und Sträucher entbehren. Wie diese zu setzen sind, muß dem Geschmacke des verantwortlichen Leiters und seiner Ratgeber überlassen bleiben. Den richtigen Platz wird ein mit künstlerischer Begabung und malerischem Sehvermögen ausgestatteter Architekt am raschesten finden.

Wenn mit dieser Sorgfalt bei allen Ingenieurbauten verfahren worden wäre, so würden nicht diese Klagen und diese Aufregung in der die Heimat und ihre landschaftlichen Reize liebenden Bevölkerung entstehen, die heute bei jedem Projekt, ob Kraftausnutzung oder Kanalisierung, sofort auftreten. Dem Ansehen des Technikers wäre die einwandfreie Gestaltung und das feinfühlige Einpassen seiner Werke in die Umgebung von unschätzbarem Nutzen.

NEUERE ARBEITSWEISEN BEI DER AUFSTELLUNG VON EISENBAUWERKEN.

Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.

(Fortsetzung von S. 486.)

Ist eine größere Anzahl aneinandergereihter Brücken von nicht zu großer Stützweite einzubauen, so benutzt man vorteilhaft einen sogenannten Schleusenkran, der im letzten Jahrzehnt in zahlreichen Fällen Anwendung gefunden hat. Der Kran besteht aus zwei Fachwerkträgern, die, in geeigneter Weise miteinander verbunden, unterhalb ihrer Untergurte oder auch in dem Raum zwischen den Hauptträgern Laufbahnen für zwei fahrbare Winden tragen. Die Länge des Kranes ist mindestens das Anderthalbfache der Länge einer Brücke. Jeder Kranträger besitzt ferner drei Auflagerstellen; die Entfernung der beiden vorderen voneinander ist etwas größer als die Stützweite der miteinzulegenden Überbauten, das hintere Lager ist zum Verankern eingerichtet, um die durch das Eigengewicht und gegebenenfalls auch durch die Belastung des vorderen aus kragenden Teiles erzeugten, nach oben gerichteten Auflager kräfte aufnehmen zu können. Di mit dem Schleusenkran zu ver legenden Überbauten werden au einem entsprechend eingerichtete Arbeitsplatz fertiggestellt und der Kran mittels Schienenwagen zu geführt. Der in der Arbeitsstellun stehende Kran überspannt m seinem vorderen Teile die Öffnung in welche eine Brücke eingeleg werden soll; meistens wird sein Spitze mittels der an ihr befind lichen Auflagervorrichtung auf der freien Brückenpfeiler abgestüt und auf diese Weise eine günstiger Inanspruchnahme der Kran konstruktion erzielt, als wenn da vordere Kranstück unter der La als Kragträger wirken müßte. D fertige Brücke wird soweit unt oder in den Kran hineingefahre daß das vordere Ende derselbe durch die vordere Laufwinde gefa und angehoben werden kann. Nu verschiebt man die Brücke so wei bis das rückwärtige Brückenen von der zweiten Laufwinde e griffen wird. Die an den beid Winden hängende Brücke wi alsdann über ihre Auflager ve schoben und auf diese abgeset Der Schleusenkran ist mit Fah wagen versehen und wird, nac dem die Fahrbahn für dieselb auf der eben verlegten Brüc vorgestreckt ist, um eine Bauwer länge in die neue Arbeitsstellu verschoben. Die Konstruktion d Schleusenkräne wird entspreche den Anforderungen der in Fra kommenden Baustelle in der G samtanordnung und in den Einz heiten verschiedenartig durchg bildet.

Soweit bekannt, wurde e solcher Kran zum ersten Male be Bau der Schwebebahn in Elberf durch die M. A. N., Gustavsbu zur Anwendung gebracht (Abb. 1 Er diente nicht nur zum Einlegend Brücken selbst, sondern auch zu Einbau der die Brücke tragenden Joche; er war zu diesem Zwec an der Spitze mit drei Hebezeugen ausgerüstet. Da die Schweb bahn in zahlreichen Krümmungen verläuft, war der Schleuse kran schwenkbar eingerichtet. Der größte bislang gebau Schleusenkran dürfte durch Jucho, Dortmund, beim B der beiden Rampen der zweigleisigen Eisenbahnüberführu bei Rendsburg verwendet worden sein (Abb. 20). Seine Län

Abb. 19.

betrug etwa 70 m, seine freie Ausladung etwa 35 m, er war stark genug, freikragend Pfeilerbrücken von etwa 11 m Länge aufzunehmen. Während des Verlegens der bis etwa 29 m spannenden Hauptbrücken zwischen den Pfeilern wurde der Kran mit seinem vorderen Ende abgestützt (Abb. 21). Die schweren Gerüstpfeiler waren vor dem Einlegen der Brücken fertiggestellt, andernfalls wäre die Bauzeit unnötig verlängert worden. Die beiden Rampen liegen im Gefälle, die Bauarbeiten vollzogen sich in der Richtung desselben; auf diese Weise wurde das Verfahren des Kranes und der Brücken sehr wesentlich erleichtert.

Die Benutzung eines Schleusenkranes durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade, beim Bau des Gulptalviaduktes während des Krieges zeigt Abb. 22. Bei dieser Bauausführung wurden die auf der Talsohle zusammengebauten und vernieteten Pendelpfeiler mittels einer an der Spitze des Schleusenkranes angeordneten Winde aufgerichtet; der Pfeiler blieb so lange im Zuge hängen, bis die Brücke eingelegt war. Eine weitere Montage mit dem Schleusenkran ist durch Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, bei Fourmis[5]) ebenfalls während des Krieges erfolgt (Abb. 23).

Das ständige Wachsen der Raddrücke der Eisenbahnfahrzeuge hat ein solches Maß erreicht, daß die Fälle, in welchen eine Verstärkung der vorhandenen Brücken nicht mehr tunlich ist, immer zahlreicher werden. Das Auswechseln der alten, nicht mehr gebrauchsfähigen Brücken durch solche von größerer Tragfähigkeit stellt dem Brückenbau sehr interessante Aufgaben, die mit besonderen Schwierigkeiten verknüpft sind, weil die Auswechslungen der Brücken fast ausschließlich ohne Unterbrechung des Eisenbahnbetriebes erfolgen müssen und weil durchgängig nur wenige Stunden, die zudem aus Rücksicht auf den Betrieb in der Nacht liegen, zur Ausführung der Arbeiten zur Verfügung stehen. Die Vorbereitungen für das Auswechseln müssen mit ganz besonderer Sorgfalt und Umsicht getroffen werden, Zwischenfälle durch Versagen der benutzten Hilfsmittel dürfen nicht vorkommen, da sie zu den unangenehmsten Betriebsstörungen, die namentlich auf den Hauptstrecken schwerwiegende Folgen haben, führen können. Im wesentlichen

Abb. 20.

Abb. 21.

[5]) Vgl. auch Bauing. 1920, S. 389.

werden beim Auswechseln zwei Arbeitsweisen angewendet, das Arbeiten mittels Portalkränen und das Verschieben. Das erste Verfahren ist angebracht, wenn es sich um Brücken kleinerer Stützweiten handelt und wenn zwei oder mehr Brücken nebeneinander liegen, das zweite, wenn einzelne Bauwerke und solche großer Stützweiten auszuwechseln sind.

Die Portalkräne werden fast ausnahmslos paarweise verwendet, um die zu bewegenden Bauwerke sicher handhaben zu können. Sie überspannen die Gleise unter Wahrung der Profilfreiheit. Die Arbeitsweise ist einfach. Die zu entfernenden Brücken werden in einer Zugpause durch die beiden Portalkräne ausgehoben und auf Wagen auf dem Nebengleise abgesetzt; nachdem diese abgefahren sind, wird die neue Brücke unter die Portalkräne gefahren und durch die Kräne eingelegt, In dieser Weise hat Gollnow & Sohn, Stettin, die Blechträgerbrücken am Bahnhof Stettin ausgewechselt (Abb. 24). Die größte Ausführung der geschilderten Art war die Auswechselung

Abb. 23.

Abb. 22.

Abb. 24.

Abb. 25.

der Brücken über den Humboldthafen in Berlin durch die Königs- und Laurahütte, Königshütte. Die Kräne überspannten bei diesem Bau vier Gleise, sie liefen außerhalb des Bahnplanums auf eisernen Fachwerkträgern, die ihrerseits auf vor den Brückenpfeilern gerammten Pfahljochen verlagert waren (Abb. 25).

Das Verschieben von Brücken erfordert die Verwendung von zwei Gerüsten, die rechts und links des zu erneuernden Bauwerks liegen. Das eine Gerüst dient zum Aufbau der neuen Brücke, während das zweite die ausgehobene alte Brücke aufnimmt und zu dem Abbruch dient. Während des Verschiebevorganges werden die Brücken auf Wagen gesetzt, die unter oder neben den Auflagern angeordnet sind; bei Fachwerkbrücken muß im letzteren Falle der Wagen unter einem der den Auflagern benachbarten Knotenpunkte angebracht werden, unter Umständen kann dadurch eine vorübergehende Verstärkung von Füllstäben der Hauptträger notwendig werden. Die Fahrbahn für die Wagen ist sehr sorgfältig, unter Umständen auf gerammten Pfählen zu verlagern, um jedes Verrücken der Bahn mit Sicherheit auszuschließen. Ein gutes Beispiel, die Auswechslung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Magdeburg durch die M.A.N., Gustavsburg, ist in Abb. 26 festgehalten. Die alte und neue Brücke wurden gleichzeitig verschoben, die beiden Brücken wurden zu diesem Zweck miteinander gekuppelt. Das Bild zeigt die Baustelle kurz vor dem Verschieben, die neue Brücke liegt noch auf ihrem Gerüst, das Gerüst zur Aufnahme der alten Brücke ist gut erkennbar, ebenso eine zum Verschieben dienende Winde.

Einer ähnlichen Arbeitsweise bediente sich Steffens & Nölle, Essen, bei der Erneuerung von Überbauten über der Süderelbe bei Harburg. Neben der auszuwechselnden Brücke lag ein zweiter Brückenzug, der von der Auswechselung nicht betroffen wurde; der Gang der Arbeiten war daher nicht der gleiche wie der vorher beschriebene. Die neuen Brücken wurden einzeln neben der zu erneuernden auf einem üblichen Rüstgerüst montiert (Abb. 27),

Abb. 26.

Abb. 27.

Abb. 28.

nach der Fertigstellung einer jeden derselben wurde die nebenliegende alte Brücke außer Betrieb gesetzt und der Verkehr auf der Strecke für 10 Tage gesperrt. Innerhalb dieser Zeit wurde die alte Brücke mittels des autogenen Schneidverfahrens zerlegt und abgebrochen; um diese Arbeit in der erforderlichen Weise zu beschleunigen, wurden hierbei zwei Portalkräne verwendet. Nachdem der Platz für die neue Brücke geräumt war, konnte die Verschiebung derselben auf Wagen, deren Fahrbahn durch einen schweren Blechträger getragen wurde, ohne Schwierigkeiten erfolgen (Abb. 28).

Von einer Beschreibung von Verstärkungsarbeiten an vorhandenen Brücken, die in der Regel ohne besondere Hilfsmittel erfolgt, soll abgesehen werden, ebenso von einer Erörterung der Wiederherstellung von durch Sprengung zerstörten Brücken. Über diese sehr interessanten Arbeiten ist eine große Anzahl von Veröffentlichungen in den Fachblättern erschienen.

Bei der Errichtung von Hochbauten finden Gerüste in viel geringerem Umfange Verwendung als bei der Montage von Brücken. Sie dienen nur in Ausnahmefällen als Traggerüste, welche die Lasten der Bauwerke beim Zusammenbau bis nach der Beendigung der Nietarbeit aufnehmen müssen; sie werden in der Regel in der Hauptsache zum Schutze des Verkehrs

Abb. 29.

Abb. 30.

erforderlich, werden allerdings dann auch durchgängig zur Aufstellung der Hebezeuge benutzt, weil diese dann leichter und handlicher gehalten werden können, als wenn sie auf dem Erdboden ihren Platz finden. Ein solches auf Holz abgebundenes Gerüst (Abb. 29) wurde von Jucho, Dortmund, bei der Aufstellung zweier Bahnsteighallen auf dem Hauptbahnhof Frankfurt am Main benutzt. Die beim Einbau der Konstruktion verwendeten Schwenkmaste fanden auf der obenliegenden Arbeitsbühne Aufstellung. Das Gerüst war zum Verfahren eingerichtet, ebenso wie das von Beuchelt & Co., Grünberg, bei der Errichtung der neuen Bahnsteighallen auf dem Bahnhof Friedrichstraße in Berlin verwandte eiserne Gerüst[6]). Eigenartig ist das von dieser Firma benutzte eiserne Einbaugerüst, das in der Längsrichtung des Gerüstes fahrbar angeordnet war. Sein langer Ausleger ermöglichte in sehr einfacher Weise das Einlegen der Pfetten, Verbände usw. Die Firma Klönne, Dortmund, baute für die Aufstellung einer Luftschiffhalle ein eisernes, portalartiges Gerüst, dessen Arbeitsbühne der Dachform angepaßt ist (Abb. 30), seine Ausrüstung besteht aus vier Drehkränen. Die große Zahl derselben gestattete es, ihre Ausladung klein zu halten und die aus der Auskragung derselben herrührenden, vom Gerüst aufzunehmenden Kräfte auf ein Mindestmaß zu beschränken. Zu beachten ist besonders die Unterbringung der beiden äußeren Kräne in den zu diesem Zweck hochgezogenen Gerüstpfeilern.

Abb. 31.

Abb. 32.

Beim Aufstellen großer Kuppeln ist die Verwendung von Traggerüsten, die den Schlußring der Kuppeln so lange stützen, bis das gesamte Dachgespärre eingebaut und abgenietet ist, nicht zu umgehen. In recht geschickter Weise hat Eggers, Hamburg, bei der Errichtung des Daches eines Gasometerhauses (Abb. 31) das Gerüst zur Auflagerung der beweglichen Arbeitsbühnen herangezogen. Das Gerüst ist aus Eisen hergestellt, ebenso wie dasjenige, welches die M.A.N., Gustavsburg, bei der Aufstellung der Kuppel für die Festhalle in Frankfurt am Main verwendete (Abb. 32). Besondere Beachtung verdienen die auf dieser Baustelle verwendeten eisernen Standbäume mit ihren weitausladenden zweiarmigen, an der Mastspitze verspannten Traversen, die an ihren vorderen Enden die Seilzüge aufnehmen. Diese Anordnung ermöglicht es, breite, sperrige Werkstücke einzubauen, ohne daß diese den Mast berühren.

Bis vor etwa 20 Jahren wurde in Deutschland fast ausschließlich der einfache Standbaum zum Einbauen der Eisen-

[6]) Vgl. Bauing. 1925, S. 326, 327.

Abb. 33.

ist infolge seines leichten Gewichtes und der Holzabstrebung, die eine feste Verbindung des Baumes mit der die Winde tragenden Bühne herstellt, sehr beweglich und gleichzeitig unempfindlich gegen die rauhe Behandlung auf der Baustelle. Die zur Herstellung von Standbäumen benötigten Holzstämme sind naturgemäß in ihren Abmessungen beschränkt. Sobald die verlangte Tragfähigkeit und die erforderliche Höhe der Bäume bestimmte Größen überschreiten, findet die Verwendung von Holz ihre Grenze, man muß dann zum eisernen Mast übergehen, der in den allermeisten Fällen der Gewichtsersparnis halber als Gitterwerk ausgebildet wird. Um die Längen abstufen zu können, werden die Schüsse mit einheitlichen, durch kräftige

teile bei Hochbauten benutzt, obgleich der in den Vereinigten Staaten von Nordamerika bereits seit langem mit Erfolg gebrauchte Schwenkmast schon geraume Zeit bekannt war. Die großen Vorzüge des Schwenkmastes haben die Verwendung des Standbaumes in den letzten Jahrzehnten mehr und mehr eingeschränkt, so daß dieser heute nur noch in bestimmten Fällen angewendet wird. Die Hauptformen des Standbaumes sind in Abb. 33, die die Errichtung der Eisenkonstruktion eines Werkstattgebäudes für Radsatzbearbeitung durch Jucho, Dortmund, zeigt, ersichtlich. In der Mitte ein einfacher schlanker Mast ohne jede Abstrebung, lediglich am Kopf durch Fangseile gehalten, diente zum Hochziehen der leichten Oberlichtkonstruktionen; mit den seitlich stehenden Bäumen, die außer durch an der Spitze angreifende Drahtseile noch durch kräftige Holzstreben gesichert sind, wurden die schweren Lasten wie Stützen, Kranträger, Dachbinder usw. aufgestellt.

Abb. 34.

Für Bauten mit niedrigen Arbeitshöhen, wie Trägerbauten, Sheddächer usw., ist der einfache Standbaum auch heute noch das brauchbarste Gerät, wie Abb. 34, eine Aufnahme der Montage einer Trägerkonstruktion mit Stützen, Unterzügen und Deckenträgern durch Steffens & Nölle, Berlin, zeigt. Der Baum

Bleche gebildeten Stößen versehen, wie sie der von Hilgers, Rheinbrohl, bei der Errichtung eines hohen Turmes zur Aufnahme von Hochspannungsleitungen angewendete Mast zeigt (Abb. 35). Zur Vergrößerung seiner Reichweite besitzt dieser einen kleinen Ausleger. Eine Sonderform des eisernen Mastes ist der Rohrmast, wie solche durch Jucho, Dortmund, bei der Aufstellung von Winderhitzermänteln benutzt worden sind.

Die Maste bestehen aus genieteten Rohrschüssen aus Blech, die durch außenliegende Winkeleisenflansche mittels Schrauben aneinandergefügt werden, ihr Durchmesser ist groß genug, um nicht, ihn als Ganzes auf dem Erdboden zusammenzubauen und aufzurichten, vielmehr muß der Mast durch Unterbauen der einzelnen Schüsse bei absatzweisem Heben des fertigen Teiles in senkrechter Lage aufgestellt werden. Infolge seiner großen Tragfähigkeit ist der Rohrmast in hervorragendem

Abb. 35.

Abb. 37.

Maße geeignet, elektrische Laufkräne, die auf dem Boden fertiggestellt und mit der Laufkatze versehen sind, auf ihre Bahn zu setzen. Zu diesem Zweck wird der Mast innerhalb der Laufbrücke im Schwerpunkt des Kranes angeordnet und mit zwei Zügen versehen; bei dieser Angriffsweise des Hebezeugs können auch im Innern von Gebäuden die zum Einbringen des Kranes in das Kranprofil erforderlichen Bewegungen sicher beherrscht werden. Krupp, Rheinhausen, hat den als Gitterwerk ausgebildeten Standbaum, teleskopartig ausziehbar, in einem pyramidenförmigen Fachwerkturm gelagert und mit gutem Erfolg zum Aufstellen einer Luftschiffhalle verwendet (Abb. 36). In gewissen Fällen, bei sperrigen Stücken, kann das gleichzeitige Arbeiten von zwei Standmasten von Nutzen sein, wie das Aufstellen eines auf dem Boden zusammengebauten Gittermastes für Hochspannungsleitungen durch die Königs- und Laurahütte,

Abb. 36.

m Innern eine Leiter, die durch in passenden Abständen angeordnete Mannlöcher von außen zugänglich gemacht ist, aufzunehmen. Die Länge des Mastes ist bei der gewählten Kontruktion bequem abstufbar, seine schlanke Form erlaubt es

Königshütte, zeigt (Abb. 37). Die Seilzüge greifen nicht senkrecht, sondern etwas schräg an, damit es gelingt, jede Berührung des Arbeitsstückes mit den Standbäumen zu vermeiden.

(Fortsetzung folgt.)

BEITRAG ZUR BERECHNUNG DER KNICKSICHERHEIT OFFENER BRÜCKEN.

Von Ing. Friedrich Schweda, Assistent an der Lehrkanzel für Brückenbau der Techn. Hochschule Wien.

Übersicht. Ein Vergleich der älteren von Engesser aufgestellten Formel zur Berechnung der Knicksicherheit der Druckgurte offener Brücken mit der neueren von Bleich abgeleiteten Formel liefert das Ergebnis, daß es zweckmäßig ist, den Druckgurt aus der Tragwandebene für eine freie Knicklänge von wenigstens 1,2 facher Feldweite zu rechnen. Für diesen Fall gibt die einfachere Engesserformel, wenn man sie im unelastischen Bereich nur richtig anwendet, durchaus zutreffende Werte.

Von den Verfahren zur Berechnung der Knicksicherheit der Druckgurte offener (Trog-) Brücken hat dasjenige von Engesser wegen seiner außerordentlichen Einfachheit in der Praxis die weiteste Verbreitung erlangt. Engesser stellt die Gleichung auf[1]):

$$P_k = \frac{\pi^2 E J}{l^2} + \frac{W l^2}{a \pi^2} \quad \ldots \ldots \ldots (1$$

Darin bedeuten: P_k die Knicklast des Gurtes, J dessen seitliches Trägheitsmoment, a die Feldweite, E das Dehnmaß des Baustoffes und W den „Rahmenwiderstand", d. i. jene Kraft, die erforderlich ist, um den oberen Endpunkt des Halbrahmens um eine Längeneinheit seitlich zu verschieben. Die Voraussetzungen, welche bei der Aufstellung der Gleichung (1) gemacht wurden, sind: gerade Stabachse, unverschiebliche (gelenkige) Lagerung der Stabenden, unveränderlicher Stabquerschnitt und Stabkraft, gleiche Feldlängen a, stetige Verteilung der tatsächlich in einzelnen Punkten wirkenden Rahmenwiderstände W; ferner die Annahme, daß im Halbrahmen die Proportionalitätsgrenze nicht überschritten werde, und endlich sinusförmiger Verlauf der Biegelinie des Stabes im Augenblicke des Ausknickens, die dann unter den gemachten Voraussetzungen eine Anzahl von untereinander gleichen Wellen bilden wird (Abb. 1). Wir bezeichnen die Entfernung zweier aufeinander folgender Wendepunkte der Biegelinie (kurz Wellenlänge genannt) mit l.

l ist eine vorläufig noch unbekannte Größe. Ihre Bestimmung gelingt mit Hilfe der Bedingung des Kleinstwertes der Formänderungsarbeit, welche in diesem Falle gleichbedeutend ist mit der Bedingung:

$$\frac{dP}{dl} = 0 \quad \ldots \ldots \ldots (2$$

Ist nun die Beanspruchung des Stabes $\sigma_k = \frac{P_k}{F}$, wobei F den Gurtquerschnitt bedeutet, kleiner als die Proportionalitätsgrenze σ_p (für Flußeisen = 1,9 t/cm²), dann ist E unveränderlich (= 2150 t/cm²) und die Gleichung (2) liefert für l den Wert:

$$l_k = \pi \sqrt[4]{\frac{E J a}{W}} \quad \ldots \ldots \ldots (3$$

dessen Einführung in die Gleichung (1) den bekannten Engesserschen Wert für die Knicklast ergibt:

$$P_k = 2\sqrt{\frac{E J W}{a}} \quad \ldots \ldots \ldots (4$$

Die Knickspannung ist dann:

$$\sigma_k = 2\sqrt{E}\sqrt{\frac{J W}{a F^2}}$$

Mit der Einführung: $C = \frac{a F^2}{W J} = \frac{a F}{W i^2}$ und nach Zusammenziehung der Festwerte erhalten wir:

$$\frac{l_k}{i} = 2{,}139 \sqrt[4]{C} \quad \ldots \ldots \ldots (3a$$

$$\sigma_k = \frac{92{,}74}{\sqrt{C}} \quad \ldots \ldots \ldots (4a$$

[1]) Engesser, Zusatzkräfte und Nebenspannungen.

Übersteigt nun die Stabspannung den Wert σ_p = 1,9 t/cm², wird die Knickung unelastisch, dann ist der unveränderliche Wert E in bekannter Weise durch das veränderliche Dehnmaß E' zu ersetzen. Gleichung (1) geht dann über in:

$$P_k = \frac{\pi^2 E' J}{l^2} + \frac{W l^2}{a \pi^2} \quad \ldots \ldots \ldots (1a$$

Aus der Betrachtung des einfachen Knickfalles: gerader, an den Enden gelenkig gelagerter Stab, lassen sich nun zwei von einander verschiedene Ausdrücke für E' angeben. Für diesen Fall bestehen:

1. die verallgemeinerte Eulersche Gleichung:

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E'}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad \ldots \ldots \ldots (5$$

2. die Gleichung von Tetmajer:

$$\sigma_k = \alpha - \beta \frac{l}{i} \quad \ldots \ldots \ldots (5a$$

wobei (für Flußeisen): α = 3,1 t/cm² und β = 0,0114 t/cm². Die Gleichsetzung beider Knickspannungen liefert für E' den Ausdruck:

$$E'_1 = \left(\frac{l}{i}\right)^2 \frac{\alpha - \beta \frac{l}{i}}{\pi^2} \quad \ldots \ldots \ldots (6$$

welcher von $\frac{l}{i}$ allein abhängig ist.

Ein zweiter Wert für E' wird gewonnen, wenn man aus den Gleichungen (5) und (5a) das Schlankheitsverhältnis $\frac{l}{i}$ entfernt. Dadurch läßt sich das Dehnmaß als Funktion der Knickspannung allein darstellen, und man erhält:

Abb. 1.

$$E'_2 = \frac{\sigma_k (\alpha - \sigma_k)^2}{\pi^2 \beta^2} \quad \ldots \ldots \ldots (7$$

eine Ausdrucksform, die bekanntlich von Engesser herrührt. Führt man in Gleichung (7) den Wert P_k ein, so ist

$$E'_2 = \frac{P_k (\alpha F - P_k)^2}{\pi^2 \beta^2 F^3} \quad \ldots \ldots \ldots (7a$$

Es zeigt sich nun, daß die Verwendung von E'_1 [Gl. (6)] für unsere Zwecke unbrauchbar ist, und zwar aus folgendem Grunde: Setzen wir E'_1 aus Gl. (6) in Gl. (1a) ein, so erhalten wir

$$P_k = F\left(\alpha - \beta \frac{l}{i}\right) + \frac{W l^2}{a \pi^2} \quad \ldots \ldots \ldots (8$$

Nehmen wir jetzt für kurze Zeit an, l sei unveränderlich, dann erhalten wir bei konstanten Stabdimensionen, aber veränderlichen Werten von W verschiedene Werte von P_k beziehungsweise σ_k. — Diese verschiedenen Werte σ_k müssen aber notwendig auf die Größe des Dehnmaßes von Einfluß sein. Andererseits erhalten wir aus der Gleichung (6) für die unveränderliche Wellenlänge l einen einzigen Wert für E_1'. Es bleibt somit der Einfluß, welchen ein veränderlicher Rahmenwiderstand auf die Größe der Knickspannung und damit auf die Größe von E_1' ausübt, durch die Gleichung (6) unberücksichtigt. Zum Ausdruck kommt nur jener Einfluß, welcher aus der Veränderlichkeit von $\frac{l}{i}$ hervorgeht.

Es kann somit der Wert $\frac{l}{i}$ in allen Fällen, in welchen die Knicklast nicht allein von der Stablänge, sondern noch von weiteren Einflüssen abhängt, kein Maß zur Bestimmung des Dehnmaßes sein. Es muß daher die Verwendung der Gl. (8

zur Bestimmung von l nach der Bedingung $\frac{dP}{dl} = 0$ zu unrichtigen Ergebnissen führen. Um einen Vergleich durchführen zu können, wollen wir diese Werte berechnen. Es ergibt sich:

$$l_k = \frac{\beta \pi^2}{2} \cdot \frac{F a}{W i} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (9$$

$$\sigma_k = \alpha - \frac{\pi^2 \beta^2}{4} \cdot \frac{a F}{W i^2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (10$$

Nach Einführung der Größe $C = \frac{a F}{W i^2}$ und Zusammenfassung der Festwerte erhalten wir:

$$\frac{l_k}{i} = 0{,}0563\, C \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (9a$$

$$\sigma_k = 3{,}1 - 0{,}000\,321\, C \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (10a$$

Anders verhält es sich, wenn man in Gleichung (1a) den Wert E_2' nach Gl. (7) bzw. (7a) einführt. Hier ist das Dehnmaß von der Spannung allein abhängig, und da diese aus der Gl. (1a) unter Berücksichtigung aller sie beeinflussenden Größen bestimmt wird, ist gleichzeitig auch E_2' von allen die Größe der Knicklast verändernden Größen abhängig. Man kann jetzt also aus der Bedingung $\frac{dP}{dl} = 0$ wieder die entsprechende Wellenlänge l ermitteln. Bezeichnen wir die linke Seite der auf o gebrachten Gleichung (1a) mit f, so lautet jetzt die Bedingung für den Kleinstwert von P_k:

$$\frac{\partial f}{\partial l} = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (11$$

E_2' ist dabei von l unabhängig. Wir erhalten somit aus der Bedingung (11) für l_k dieselbe Beziehung, die uns Gleichung (3) angibt, nur ist an Stelle von E der Wert E_2' zu setzen. Für den unelastischen Bereich bestehen daher die Gleichungen:

$$l_k = \pi \sqrt[4]{\frac{E\, J\, a}{W}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (12$$

$$P_k = 2 \sqrt{\frac{E' J W}{a}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (13$$

wobei für E_2' das Zeichen E' gesetzt wurde. Auch die anderen Bedingungen für das Eintreffen des Kleinstwertes von P_k lassen sich, wie man leicht nachrechnen kann, einfach darstellen. Da E' von σ_k bzw. P_k abhängig ist, sind die Gleichungen (12) und (13) für die Rechnung unbequem. Mit der Einführung von $C = \frac{a F^2}{W J}$ lassen sich $\frac{l_k}{i}$ und σ_k durch die dem Stabe eigentümliche Zahl C darstellen. Man erhält:

$$\sigma_k = \alpha - \frac{\pi^2 \beta^2}{8}\, C \left[\sqrt{1 + \frac{16\,\alpha}{\pi^2 \beta^2} \cdot \frac{1}{C}} - 1\right]$$

und

$$\frac{l_k}{i} = \frac{\pi}{\sqrt{2}} \sqrt{C\, \sigma_k}$$

oder nach Zusammenziehung der Festwerte:

$$\sigma_k = 3{,}1 - 0{,}000\,16\, C \left[\sqrt{1 + \frac{38\,670}{C}} - 1\right] \quad \ldots \ldots (13a$$

$$\frac{l_k}{i} = 2{,}22 \sqrt{C\, \sigma_k} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (12a[2])$$

wobei alle Größen in Tonnen und cm einzuführen sind.

Die Gleichungen (12a) und (13a) gelten sonach für den unelastischen, (3a) und (4a) für den elastischen Bereich. Die Grenze der Gültigkeit wird erhalten, wenn man für σ_k in eine der beiden Gleichungen (4a) oder (13a) die Proportionalitätsgrenze $\sigma_p = 1{,}9$ t/cm² einführt. Es ergibt sich $C_p \doteq 2380$ und $\frac{l_p}{i} = 149{,}5$.

Die Formeln (4a) und (13a) können dazu dienen, bei gegebenen Abmessungen des Stabes und gegebenen Rahmenwiderständen die Knicksicherheit zu bestimmen. Es ist $n = \frac{F \sigma}{O}$, wenn O die im Stabe vorhandene Druckkraft darstellt. Man kann dabei von vornherein entscheiden, ob Gl. (4a) oder (13a) anzuwenden ist. Ist $C < 2380$, dann befinden wir uns im unelastischen, ist $C > 2380$, im elastischen Bereich. Dabei ist noch die Größe der Wellenlänge l zu bestimmen. Bekanntlich darf, infolge der Annahme der stetigen Verteilung der Rahmenwiderstände, l nicht unter ein gewisses Maß sinken. Engesser gibt dafür den Wert $l \doteq 2a$ an. Zu dieser Feststellung dienen die Gleichungen (3a) bzw. (12a). Es zeigt sich, wie weiter unten ausgeführt wird, daß eine Nachprüfung dieser Bedingung entfallen kann, wenn der Stab für eine „freie Knicklänge" von wenigstens 1,2a dieselbe Knickspannung ergibt wie Gleichung (4a) bzw. (13a).

Will man umgekehrt bei gegebener Stabkraft O und Sicherheit n den notwendigen Rahmenwiderstand bestimmen, so erhält man dafür aus der allgemein gültigen Gleichung (13) mit der Einführung der Knickspannung $\sigma_k = \frac{n O}{F}$:

$$W = \frac{a F^2}{4 E' J} \sigma_k^2$$

was für den elastischen Bereich

$$W = \frac{1}{4 E} \frac{a F^2}{J} \sigma_k^2 = 0{,}000\,116\,3 \frac{a F^2}{J} \sigma_k^2 \quad \ldots \ldots (14$$

und für den unelastischen Bereich

$$W = \frac{\beta^2 \pi^2}{4} \frac{a F^2}{J} \frac{\sigma_k}{(\alpha - \sigma_k)^2} = 0{,}000\,32 \frac{a F^2}{J} \frac{\sigma_k}{(3{,}1 - \sigma_k)^2} \quad (15$$

ergibt. Ersetzt man in den Gleichungen (14) und (15) den einen Wert σ_k durch $\frac{n O}{F}$, den andern durch die Knickformel für eine gedachte „freie Knicklänge" λ, die so beschaffen ist, daß der Stab dafür dieselbe Sicherheit besitzt wie unter der Wirkung der Rahmenwiderstände (für den elastischen Bereich also $\sigma_k = \frac{\pi^2 E J}{\lambda^2 F}$, für den unelastischen Bereich $\sigma_k = \alpha - \beta \frac{\lambda}{i}$), so lassen sich die beiden genannten Ausdrücke auf die gemeinsame Form bringen:

$$W = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{a\, n\, O}{\lambda^2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (16$$

Abb. 2.

In der Abb. 2 sind die Knickspannungen und das Schlankheitsverhältnis $\frac{l_k}{i}$ als Funktionen des Wertes C aufgetragen. Man sieht, daß sich die Kurven, welche durch die Gleichungen

[2]) Diese Ausdrücke wurden in ähnlicher Form schon von Engesser dargestellt: Zentralblatt der Bauverwaltung 1909.

(4a) und (13a) bzw. (3a) und (12a) dargestellt sind, unter $C \doteq 2380$ schneiden ($\sigma_k = 1{,}9$ t/cm²). Die Unstetigkeit in der Tangente ist auf die sprungweise Änderung der Ableitung von E bzw. E' nach σ_k zurückzuführen. Gleichung (13a) ergibt für $C = 0$ bzw. $W = \infty$ den Wert $\sigma_k = 3{,}1$ t/cm², was auf die Verwendung der Tetmajerschen Formel zurückzuführen ist.

Zum Vergleich wurde in derselben Abbildung der Verlauf der Knickspannungen und Schlankheitsverhältnisse nach Gleichung (10a) und (9a) eingetragen. Man sieht, daß die nach dieser Gleichung berechneten Spannungen durchweg zu große Werte ergeben, und sieht auch, daß für $C \doteq 2380$ keine Übereinstimmung mit der für den elastischen Bereich gültigen Engesserformel herrscht. Es ergibt sich ein Unterschied in den Spannungen von $2{,}337 - 1{,}900 = 0{,}437$ t/cm².

Es sei an dieser Stelle bemerkt, daß bereits Engesser in seiner Abhandlung: „Die Knicksicherheit der Druckgurte offener Brücken"[3]) für die Berechnung der Knickspannungen im unelastischen Bereich das Dehnmaß nach Gleichung (7) verwendet, von diesem Standpunkt jedoch im Jahre 1918[4]) zugunsten des Dehnmaßes nach Gleichung (6) wieder abgekommen ist. Auch Mayer[5]) verwendet für das Dehnmaß E' den Wert nach Gleichung (6) und kommt damit zu der unzutreffenden Ausdrucksform (10a).

Unter sonst gleichen Voraussetzungen wie Engesser, jedoch mit Ausschluß der stetigen Verteilung der Rahmenwiderstände und der Annahme über die Form der elastischen Linie, gibt Dr. Bleich[6]) eine Formel für den erforderlichen Rahmenwiderstand an, welche lautet:

$$\left.\begin{aligned} W_B &= \frac{2\,n\,O}{a}\,\Phi; \text{ wobei } \Phi = \left[3 - \left(\frac{\varphi}{\pi}\right)^2\right]\frac{\sqrt{\varphi} - \sqrt{\sin\varphi}}{\sqrt{\varphi} + \sqrt{\sin\varphi}} \\ \text{und} \qquad \varphi &= a\sqrt{\frac{n\,O}{E'\,J}} \end{aligned}\right\} \quad (17$$

Die Formel gilt für den elastischen und unelastischen Bereich, wenn für E' der entsprechende Wert gesetzt wird. Die nun allgemein gültige Engesserformel [(Gl. 13)]:

$$n\,O = 2\sqrt{\frac{E'\,J\,W}{a}}$$

läßt sich nun ebenfalls durch φ ausdrücken. Man erhält dafür:

$$W_E = \frac{2\,n\,O}{a}\,\Phi'; \text{ wobei } \Phi' = \frac{\varphi^2}{8} \quad \ldots\ldots (18$$

Die Gleichungen (17) und (18) können für veränderliches φ zu einem Vergleich herangezogen werden. Dieser Vergleich wurde von Bleich in dessen Buche durchgeführt. Es ist jedoch möglich, für die Größe φ eine einfachere Beziehung zu finden.

Nehmen wir an, der Stab werde für ein Vielfaches der einfachen Feldweite als freie Knicklänge mit derselben Sicherheit, die der Stab unter der Wirkung der seitlichen elastischen Stützung haben soll, gerechnet. Diese Knicklänge sei λ und das Verhältnis zwischen der Knicklänge und der Feldweite ν, so daß also die Gleichung besteht:

$$\lambda = \nu\,a.$$

Die zugehörige Knicklast ist dann allgemein:

$$P_k = \frac{\pi^2\,E'\,J}{(\nu\,a)^2} = n\,O.$$

Führen wir diesen Wert in die Gleichung für φ ein, so erhalten wir die sehr einfache Beziehung:

$$\varphi = \frac{\pi}{\nu} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (19$$

[3]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1909, S. 178.

[4]) Engesser, „Versuche und Untersuchungen über den Knickwiderstand des seitlich gestützten Stabes", Der Eisenbau 1918, S. 28.

[5]) Dr.-Ing. Rudolf Mayer, „Die Knickfestigkeit", S. 247.

[6]) Dr.-Ing. Friedrich Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken.

mit deren Hilfe sich der Rahmenwiderstand als Funktion des Verhältnisses zwischen Knicklänge und Feldweite darstellen läßt. Es ergibt sich dann nach Bleich:

$$W_B = \frac{2\,n\,O}{a}\,\Phi_1, \text{ wobei } \Phi_1 = \left[3 - \left(\frac{1}{\nu}\right)^2\right]\frac{\sqrt{\frac{\pi}{\nu}} - \sqrt{\sin\frac{\pi}{\nu}}}{\sqrt{\frac{\pi}{\nu}} - \sqrt{\sin\frac{\pi}{\nu}}} \quad (20$$

und nach Engesser:

$$W_E = \frac{2\,n\,O}{a}\,\Phi_1'; \text{ wobei } \Phi_1' = \frac{\pi^2}{8\,\nu^2} \quad \ldots\ldots (21$$

In der Abb. 3 sind die Ausdrücke Φ_1 und Φ_1' und die Abweichung $\left(\frac{W_B}{W_E} - 1\right) 100$, bezogen auf die Engesserformel, dargestellt. Man erkennt, daß von etwa $\nu = 1{,}4$ an zwischen beiden Formeln Übereinstimmung herrscht. Der größte Unterschied besteht für $\nu = 1$ (62 vH des Engesserwertes). Mit wachsendem ν fällt jedoch der Unterschied sehr rasch ab. So beträgt z. B. bei $\nu = 1{,}01$ die Abweichung 36,6 vH, $\nu = 1{,}05$ — 18,8 vH und erreicht bei $\nu = 1{,}4$ nur mehr noch 1,9 vH. Man sieht die große Empfindlichkeit für nahe an 1 liegende Werte von ν.

Abb. 3.

Es möge dies noch an einem Beispiel dargetan werden. Und zwar nehmen wir hierzu das 1. Beispiel aus dem genannten Buche von Bleich (S. 207).

Es ist $O = 1665$ t, $F = 1816{,}6$ cm², $J = 1\,914\,600$ cm⁴, $i = 32{,}48$, $a = 805$ cm, $n = 3$. Die zulässige Knickspannung beträgt dann:

$$\sigma_k = \frac{3 \cdot 1665}{1816{,}6} = 2{,}750 \text{ t/cm}^2 \quad (> 1{,}9 \text{ t/cm}^2).$$

Die zugehörige freie Knicklänge (bei $n = 3$) berechnet sich (aus der Tetmajergleichung) mit:

$$\lambda = \frac{\alpha - \sigma_k}{\beta}\,i = \frac{3{,}1 - 2{,}750}{0{,}0114} \cdot 32{,}48 = 998{,}05 = 1{,}241\ a.$$

Mit $\nu = 1{,}241$ ergibt sich somit der erforderliche Rahmenwiderstand nach Engesser mit:

$$W_E = \frac{2\,n\,O}{a}\,\frac{\pi^2}{8\,\nu^2} = \frac{2 \cdot 3 \cdot 1665}{805} \cdot \frac{\pi^2}{8 \cdot 1{,}241^2} = 9{,}960 \text{ t/cm}.$$

Nach Bleich erhält man ($n = 3$) $W_B = 10{,}374$ t/cm; der Unter-

schied beträgt 4,1 vH des Engesserwertes. Ausgeführt wurde $W = 10{,}99$ t/cm[7]).

Rechnen wir den Stab auf die einfache Feldlänge auf Knickung, so erhalten wir dafür eine Knickspannung von:

$$\sigma_a = 3{,}1 - 0{,}0114 \frac{805}{32{,}48} = 2{,}817 \text{ t/cm}^2.$$

Die Sicherheit ist dann:

$$n = \frac{2{,}817 \cdot 1816{,}6}{1665} = 3{,}07.$$

Rechnen wir mit dieser Sicherheit, also $\nu = 1$, so erhalten wir dafür nach Bleich:

$$W_B = \frac{2 \cdot 3{,}07 \cdot 1665}{805} \cdot 2 = 25{,}4 \text{ t cm},$$

einen außerordentlich hohen Wert, dessen Ausführung unmöglich oder doch nur mit sehr großem Baustoffaufwande verbunden wäre.

Man erkennt hieraus: Eine Erhöhung der Sicherheit von 3,00 auf 3,07 oder eine Erhöhung der Knickspannung um $2{,}817 - 2{,}750 = 0{,}067$ t/cm² hat eine sehr erhebliche Steigerung des erforderlichen Rahmenwiderstandes zur Folge (in dem obigen Beispiel beträgt die Steigerung $\frac{25{,}4 - 10{,}4}{10{,}4} \cdot 100 = 144$ vH). Rechnen wir also z. B. einen Obergurtstab auf die einfache Feldlänge auf Knickung und wird die durch die vorgegebene Sicherheit n bestimmte zulässige Knickspannung nicht ganz ausgenützt, so erreichen wir dadurch eine geringe Vergrößerung der Sicherheit, die aber genügt, um den Rahmenwiderstand (für diese größere Sicherheit) ganz bedeutend zu vergrößern. Diese Vergrößerung steht aber in keinem Verhältnis zu der dadurch gewonnenen größeren Sicherheit.

Um den Schwankungen, welche eine kleine Änderung in der Sicherheit bzw. die mehr oder weniger volle Ausnützung des Querschnittes auf die Größe des Rahmenwiderstandes ausübt, zu begegnen und auch, um allzu große Werte der Rahmenwiderstände zu vermeiden, wird es sich empfehlen, den Stab von vornherein auf eine größere Knicklänge als die Feldweite zu rechnen. Nehmen wir als Grenze dafür den Wert $\lambda = 1{,}2$ a[8]), so kann dann die Bleichsche Formel verlassen werden und nur die Engessersche Formel [Gl. (21)] zur Anwendung gelangen, welche nach Zusammenfassung der unveränderlichen Werte lautet:

$$W = \frac{\pi^2}{4} \frac{n\,O}{a\,\nu^2} = 2{,}47 \frac{n\,O}{a\,\nu^2};\quad \nu \geqq 1{,}2 \quad \ldots \ldots \ldots (22$$

(in Übereinstimmung mit Gl. [16].) und mit deren Hilfe sich bei gegebenem Rahmenwiderstand leicht die notwendige „freie Knicklänge" des Gurtes bestimmen läßt. Man erhält, da $\nu = \frac{\lambda}{a}$,

$$\lambda = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{n\,O\,a}{W}} = 1{,}57 \sqrt{\frac{n\,O\,a}{W}} \geqq 1{,}2\,a \quad \ldots \ldots (23$$

Setzen wir für die Sicherheit den Wert $n = \frac{3{,}8}{\sigma_{zul}}$, so ergibt sich daraus:

$$\lambda = 3{,}06 \sqrt{\frac{O\,a}{W\,\sigma_{zul}}} \geqq 1{,}2\,a$$

wobei alle Größen in t und cm einzusetzen sind.

Es ist belangreich genug, festzustellen, daß für $\lambda = 1{,}4$ a, also in jenem Punkte, in welchem die beiden Linien Φ_1 und Φ_1' ineinander übergehen, die von Engesser gegebene Bedingung $l_k \geqq 2$ a erfüllt ist. Die allgemeine Gleichung für die Wellenlänge lautet:

$$l_k = \pi \sqrt[4]{\frac{E'\,J\,a}{W}}$$

aus $\varphi = \frac{\pi}{\nu} = a \sqrt{\frac{n\,O}{E'\,J}}$ ergibt sich:

$$a\,E'\,J = \frac{a^3\,n\,O\,\nu^2}{\pi^2}.$$

Die Einführung in die Gleichung für l_k liefert:

$$l_k = \pi\,a \sqrt[4]{\frac{\nu^2}{\pi^2} \frac{n\,O}{a\,W}}$$

Nun ist nach Gleichung (22):

$$\frac{n\,O}{a\,W} = \frac{4\,\nu^2}{\pi^2}$$

so daß wir erhalten:

$$l_k = a\,\nu\sqrt{2} = 1{,}41\,a\,\nu \quad \ldots \ldots \ldots (24$$

welcher Wert für $\nu = 1{,}4$, $l_k = 1{,}97\,a \doteq 2\,a$ ergibt.

Zusammenfassend kann somit gesagt werden, daß die von Engesser aufgestellte Formel, wenn die Bedingung erfüllt ist, daß in den Halbrahmen die Proportionalitätsgrenze nicht überschritten ist, in allen Fällen, in welchen sich bei Einhaltung der gewünschten Sicherheit eine „freie Knicklänge" des Obergurtes von $\lambda \geqq 1{,}2$ a ergibt, durchaus ausreichend ist. Eine Nachprüfung der Wellenlänge kann dann entfallen.

[7]) Rechnen wir für diesen Wert die Sicherheit nach Engesser, so erhalten wir:

$$C = \frac{a\,F^2}{W\,J} = \frac{805 \cdot 1816{,}6^2}{10{,}99 \cdot 1{,}914 \cdot 600} = 126{,}3,$$

somit ist Gleichung (13 a) maßgebend. Wir erhalten daraus:

$$\sigma_k = 3{,}1 - 0{,}334 = 2{,}766 \text{ t/cm}^2.$$

Die Sicherheit ist dann: $n = \frac{2{,}766 \cdot 1816{,}6}{1665} = 3{,}02$.

Bleich errechnet für diesen Fall nach der Engesserformel eine Sicherheit von 9,0, was darauf zurückzuführen ist, daß er die für den elastischen Bereich gültige Engesserformel [Gleichung (4)] verwendet, die hier nicht mehr maßgebend ist. Auch die beiden andern im Buche angeführten Beispiele zeigen denselben Fehler.

[8]) In diesem Falle beträgt die Abweichung nur rund 5 vH.

KOHLENWÄSCHE FÜR DIE ZECHE SACHSEN IN HEESEN BEI HAMM I./W.

Ausgeführt von Heinrich Butzer, Dortmund.

Die Erschließung des westfälischen Kohlenbeckens durch Neuanlagen von Zechen ist in den letzten Jahren vor allem in nördlicher Richtung nach der Lippe zu fortgeschritten, um auch die dort vorhandenen mächtigen Kohlenlager nutzbar zu machen. So hat z. B. die Firma Krupp in den Jahren 1914 bis 1917 eine große Neuanlage mit allen modernen Einrichtungen in der Zeche Gewerkschaft Emscher-Lippe am Lippe-Seitenkanal bei Datteln i. W. geschaffen. (Vgl. Deutsche Bauzeitung 1923.) In gleicher Weise hat die Direktion der Mansfeld'schen Steinkohlenbergwerke den Ausbau ihrer Zeche Sachsen in Heessen bei Hamm i. W. in Angriff genommen. Nachdem in den Jahren 1914—1920 die eigentlichen Förderanlagen errichtet worden waren, wurde im Winter 1921 der Bau einer neuen Kohlenwäsche beschlossen, um die geförderten Kohlen aufzubereiten und um insbesondere die zur Verkokung geeigneten gewaschenen Feinkohlen zu gewinnen. Die verschiedenen Arbeitsvorgänge, denen die Kohlen in der Wäsche bis zu ihrer Verladung als Feinkohle oder Kesselkohle unterworfen werden, sollen weiter unten beschrieben werden.

Die Kohlenwäsche der Zeche Sachsen verdient besonders deshalb Beachtung, da sie sowohl nach dem Umfang der Bauarbeiten, als auch nach ihrer stündlichen Arbeitsleistung wohl die größte Anlage dieser Art im rheinisch-westfälischen Industriegebiet ist (Abb. 1).

I. Beschreibung der Eisenbetonkonstruktionen.

Die Wäsche liegt unmittelbar neben der Schachthalle, so daß die Förderkohlen auf kürzestem Wege dem Aufbereitungsprozeß durch zwei große Becherwerke zugeführt werden können. Das Gebäude ist, wie alle neuen Bauten dieser Art, im wesentlichen in Eisenbeton hergestellt worden, da diese Bauweise für die zahlreichen großen Behälter heute allein in Frage kommt. Nur ein Teil des Aufbaues über den Bühnen + 18,00 und + 23,50 m sowie das Dach sind in Eisenkonstruktion ausgeführt worden. Das Gebäude hat einen T-förmigen Grundriß und besitzt eine größte Länge von 72,00 m, bei einer größten Breite von 36,00 m; seine Höhe beträgt bis Gesimsoberkante 38,45 m und am Rohkohlenturm sogar 47,60 m.

Um bei diesem ausgedehnten Bauwerk den Einfluß der Wärme- und Schwindspannungen nach Möglichkeit einzuschränken, wurde an der Stelle, wo im Grundriß die Verbreiterung des Gebäudes beginnt, eine durchgehende Dehnungsfuge angeordnet.

Abb. 1. Gesamtansicht.

Das Gebäude ist auf einer Eisenbetonplatte von 1,20 m Stärke mit einer Gesamtgrundfläche von 2940 m² gegründet, welche die Auflasten möglichst gleichmäßig auf den Baugrund verteilen soll. Wenn auch ein ziemlich guter Boden angetroffen wurde, der eine höhere Bodenpressung als die rechnungsmäßige mittlere Belastung von 2,3 kg/cm² hätte aufnehmen können, so wurde der durchgehenden Platte mit Rücksicht auf etwaige Bergschäden der Vorzug gegeben. Ist es auch nicht immer möglich, die Einflüsse ungleichmäßiger Setzungen vollkommen unschädlich zu machen, so kann man mit einer kräftig bewehrten Eisenbetonplatte doch wirksam den Schäden begegnen, die durch Pressungen und Zerrungen im Senkungsgebiete verursacht werden. — Die Lasten der einzelnen Säulen werden durch abgestufte Verbreiterungen auf die Platte übertragen. In dem verbreiterten Teile der Wäsche sind unter den Nußkohlentaschen in der Grundplatte zwei tieferliegende Gruben zur Aufnahme der Waggonwagen angeordnet. Unter der Wäsche liegen in Geländehöhe in der Längsrichtung sechs Eisenbahngleise; die Schienen sind auf 60 cm hohen und 40 cm breiten Betonstreifen in der Weise verlegt, daß das Tropfwasser, das sich auf dem Pflaster unter der Wäsche sammelt, unter den Schienen hinweg nach einer in Gleismitte liegenden Rinne laufen kann, die es wieder nach den Querrinnen leitet, die zum Hauptkanal führen.

Der Aufbau der Wäsche im unteren Teile besteht im allgemeinen aus Eisenbetonstützen und Decken in üblicher Ausführung. Die erste Decke auf 5,40 m weist noch einige Rinnen auf, um das Tropfwasser, das bei der Entleerung der Schwemmsümpfe und Nußtaschen entsteht, in die beiden Träufelwasserbehälter zu leiten, welche mit den zugehörigen Pumpenkammern zwischen den Stützen derart angeordnet sind, daß das Eisenbahnprofil freigehalten wird. Die folgende Bühne auf Höhe + 8,55 bzw. + 9,00 m erstreckt sich nur auf den Raum unter den Rohkohlentürmen und auf ein Feld im verbreiterten Bauteil der Wäsche. Beide Teile sind durch einen 2,00 m breiten Laufsteg miteinander verbunden. Etwa in gleicher Höhe sind noch zahlreiche Konsolen zur Befestigung von Transmissionen vorgesehen (Abb. 2).

Der nun folgende Teil des Aufbaues bis zur Höhe + 18,00 m bzw. + 23,50 m besteht aus mehreren Behältergruppen, die für die einzelnen Stadien des Aufbereitungsprozesses erforderlich sind. Es handelt sich hierbei im allgemeinen um rechteckige Zellen mit trichterförmigen Böden, die aber teils wegen ihrer Größe, teils wegen ihrer außergewöhnlichen Anordnung bemerkenswert sind.

Das Bauwerk enthält außer den oben genannten 4 Träufelwasserbehältern von 4 × 25 = 100 m³ zu 1,000 t = 100 t Inhalt folgende Behälter:

2	Kohlentürme mit 2 × 675 = 1350 m³ zu 0,900 t/m³	= 1215 t
4	Bergetaschen mit 4 × 95 = 380 m³ zu 1,400 t/m³	= 532 t
2	Staubtaschen mit 2 × 110 = 220 m³ zu 0,900 t/m³	= 198 t
1	Kesselkohlenturm mit 275 m³ zu 0,900 t/m³	= 248 t
4	Entwässerungstürme für Kesselkohle mit 4 × 150 = 600 m³ zu 1,200 t/m³	= 720 t
24	Schwemmsümpfe mit 24 × 215 = 5160 m³ zu 1,100 t/m³	= 5676 t
1	Pumpensumpf mit 195 m³ zu 1,000 t/m³	= 195 t
2	Baggersümpfe für Fehlkorn und gemahlene Nüsse mit 2 × 230 = 460 m³ zu 1,200 t/m³	= 552 t
1	Baggersumpf der Nachwäsche mit 145 m³ zu 1,200 t/m³	= 174 t
2	Klärspitzen der Nachwäsche mit 2 × 95 = 190 m³ zu 1,100 t/m³	= 209 t
8	Nußbehälter mit 8 × 190 = 1520 m³ zu 0,900 t/m³	= 1368 t
	Übertrag	11087 t

Übertrag	11087 t
6 Kokskohlentürme mit $6 \times 300 = 2400$ m³ zu 0,900 t/m³	= 2160 t
1 Schlammsumpf (auf + 23,50) mit 95 m³ zu 1,200 t/m³	= 114 t
12 Klärspitzen mit $12 \times 165 = 1980$ m³ zu 1,100 t/m³	= 2178 t
2 Behälter für Zusatzwasser (auf + 38,50) mit $2 \times 60 = 120$ m³ zu 1,000 t/m³	= 120 t
	15759 t

insgesamt 76 Behälter mit einem Fassungsvermögen von rd. 15 800 t. Besondere Sorgfalt bei der Berechnung und Konstruktion erforderten die Punkte, wo die Behälterwände nicht unmittelbar auf den Säulen ruhen, sondern außerhalb der Systemlinien als Einzellasten von den Zwischenwänden aufzunehmen sind; z. B. bei den Rohkohlentürmen, bei den Kesselkohlenbehältern und bei den Nußtaschen (Abb. 3). Da es sich hierbei um die Übertragung von sehr hohen Einzellasten handelt, so mußte insbesondere der Schubbewehrung der Tragwände besondere Beachtung zugewendet werden. Bei der Durchbildung der Schwemmsümpfe wurde mit Rücksicht auf die erforderliche vollkommene Wasserdichtigkeit dafür gesorgt, daß durch Anordnung von langen Vouten ein allmählicher Übergang von den Stützenecken zu dem schwächeren elastischen Mittelteile der Wände gebildet wird. Hierdurch wird einer Rißbildung am ehesten vorgebeugt. Besonders bemerkenswert sind sonst lediglich die Konstruktionen für die Pumpen- und Baggersümpfe wegen ihrer Größe und wegen ihrer unregelmäßigen Formen.

Am oberen Rande der Schwemmsümpfe und Baggersümpfe sind Eisenbetonrinnen angebracht, die das aus dem Innern der Behälter übertretende Wasser nach dem Pumpensumpf bzw. nach den Klärspitzen der Nachwäsche abführen, wobei die Dichtung der die Rinnen trennenden Dehnungsfuge besondere Maßnahmen erforderte. Durch die Anordnung von in Asphalt verlegten Bleiplatten mit Juteisolierung wird man jedoch auch diese Stelle dauernd wasserdicht halten können (Abb. 4).

Die nun folgende Bühne auf + 18,00 m Höhe besteht aus einem System von Quer- und Längsträgern, die gleichzeitig die für die Bedienung der verschiedenen Maschinen erforderlichen Laufstege aufnehmen. Über den Baggersümpfen sind in der Querrichtung schwere Unterzüge angeordnet, die außer den Deckenlasten 1,20 m von ihren inneren Auflagern entfernt, eine Einzellast von 75 t aus der darüberliegenden Eisenstütze abzutragen haben. Diese Stützen mußten mit Rücksicht auf die Anordnung der darüberstehenden Setzmaschinen und mit Rücksicht auf die Lage der Hauptbecherwerke exzentrisch angeordnet werden. Die Unterzüge über den Baggersümpfen und über den Schwemmsümpfen haben zahlreiche hohe Einzellasten zu übertragen, da auf dieser Bühne die zur Bedienung der Setzmaschinen, der Kesselkohlenbehälter und der Baggersümpfe erforderlichen schweren Becherwerke abgestützt sind. Die über den Schwemmsümpfen in der Querrichtung verlaufenden Unterzüge mußten als Doppelbalken ausgebildet werden, um, soweit es die Anordnung der Laufstege erlaubt, die Rinnen oben möglichst frei zu halten. Zwischen den Doppelbalken bleibt jedesmal ein Spielraum von 45 cm frei, der eine bequeme Reinigung der Rinne erlaubt. Besonders schwere Unterzüge mußten über den beiden Gruppen der Nußtaschen vorgesehen werden, da hier auf der Bühne + 18,00 m die starke Erschütterungen hervorrufenden Nußklassiersiebe aufgestellt sind. Gleichzeitig sind an diesen Balken auch die in Eisenkonstruktion hergestellten Spiralen aufgehängt, auf denen die Nußkohlen in die Behälter gleiten, um ein Abstürzen aus großer Höhe zu vermeiden. Neben den Kokskohlentürmen ist hier noch ein Schlammbehälter aus Eisenbeton angeordnet. Der Bauteil um die Rohkohlentürme (Bergetaschen und Kesselkohlenbehälter) sowie auf der anderen Seite die sechs Kokskohlentürme sind um ein Stockwerk höher bis zur Bühne + 23,50 m in Eisenbeton hochgeführt worden. Desgleichen sind auch sämtliche Außensäulen bis zu 23,50 m Höhe aus Eisenbeton hergestellt. Dagegen ist die Deckenkonstruktion auf + 23,50 m mit Ausnahme des Teiles unter den Klärspitzkästen als eine I-Trägerlage mit Stampfbetonkappen ausgeführt worden. Durch eine reichlich bemessene Rundeisenverbügelung ist ein guter Verband zwischen den aufgehenden Betonwänden

Abb. 2. Behältergrundriß.

und den I-Trägerdecken sichergestellt. Auf Bühne + 23,50 m beginnen auch die unter 45° geneigten Rutschen in den Rohkohlentürmen. Diese sind hier aus Eisenbeton in Verbindung mit den Behälterwänden hergestellt und dienen dem gleichen Zwecke wie die Spiralen in den Nußtaschen.

Der weitere Aufbau ist nun im wesentlichen in Eisenkonstruktion ausgebildet worden, wobei jedoch die Außenstützen sämtlich einbetoniert worden sind, so daß außen nur eine einheitliche Betonverkleidung sichtbar bleibt. Eine Ausnahme bilden nur die Fensterbrüstungen über + 29,50, welche in gefugtem Ziegelmauerwerk zwischen die Betonpfeiler gesetzt worden sind, um die Flächen etwas zu beleben. Der Bauteil mit den Klärspitzen ist bis zur Höhe + 34,00 m in reiner Eisenbetonkonstruktion hochgeführt worden. Diese bilden ein einziges Becken von 11,00 m Breite und 35,50 m Länge mit 12 trichterförmigen Böden und dienen zur Klärung der im Waschbetriebe verbrauchten großen Wassermengen. Über die Klärspitzen laufen verschiedene Bedienungsstege aus Eisenbeton. Als oberste Eisenbetonkonstruktion sind auf Bühne + 38,50 zwei rechteckige flache Behälter zur Aufspeicherung des Zusatzwassers angeordnet.

Zwei Treppenhäuser vermitteln den Verkehr zwischen den einzelnen Geschossen. Der Zugang zur Wäsche erfolgt durch eine Freitreppe vom Zechenplatz aus oder von der Bühne zwischen Schachthalle und Wäsche. Zwei durchgehende Montageschächte gestatten schwere Maschinenteile mittels Kränen unmittelbar vom Eisenbahnwagen aus bis in die obersten Geschosse zu heben.

Besondere Aufmerksamkeit wurde auf die äußere architektonische Ausbildung des Bauwerkes gelegt, das durch seine imposante Größe ein weithin sichtbares Wahrzeichen [illegible] Zeche Sachsen werden sollte. Früher wurden derartige Zech[illegible] bauten meist in Eisenkonstruktion mit Ziegelmauerwerk o[illegible] jeden äußeren Schmuck ausgeführt; sie wirken infolgedes[illegible] meist sehr häßlich. Einen Fortschritt bedeutete es schon, [illegible] man daran ging, die Außenflächen der Bauwerke vollkomm[illegible] durch Ziegelmauerwerk zu verkleiden. Diese Lösung war a[illegible] vielfach deshalb unbefriedigend, weil der Charakter des [illegible] hälterbaues hinter der Ziegelarchitektur versteckt wurde. [illegible] dem Neubau der Kohlenwäsche der Zeche Sachsen ist [illegible] versucht worden, den Zweck und die Eigenart des Eisenbet[illegible] baues klar zu zeigen. Nur eine einfache hochaufstreben[illegible] Pfeilerteilung, ohne alle Gesimse oder sonstiges Beiwerk, [illegible] die großen Betonflächen beleben.

Abb. 3. Längsschnitt a—a.

Die Größe des Bauwerkes wird durch folgende Zah[illegible] gekennzeichnet. Die bebaute Grundfläche beträgt rd. 2200 [illegible] und der umbaute Raum rd. 89 000 m³. Für die Gründu[illegible] wurden 6000 m³ Boden ausgehoben. Verarbeitet wurden i[illegible] gesamt rd. 12 000 m³ Beton und 1100 t Rundeisen.

II. Bemerkungen zur statischen Berechnung.

Die Berechnung der Fundamentplatte erfolgte als P[illegible] decke, und zwar nach dem von Marcus und Hruban angegebe[illegible] Verfahren der elastischen Gewebe, wobei zunächst eine Pun[illegible] lagerung der Platte angenommen wurde. Dem die Mome[illegible] vermindernden Einfluß der Stützenfußverbreiterungen wu[illegible] durch entsprechende Reduktion der Feld- und Stützenmome[illegible] Rechnung getragen. Die Armierung der Fundamentpla[illegible] wurde in zwei zu einander senkrechten Richtungen angeordn[illegible] Von einer Diagonalbewehrung wurde abgesehen, um eine [illegible]

große Anhäufung der Eisen an den Kreuzungspunkten unter den Stützen zu vermeiden.

Im Aufbau verdient lediglich die Berechnung der Schwemmsümpfe und Klärspitzen eine Erwähnung. Die großen senkrechten Wände der Schwemmsümpfe wurden nicht nur als n einer Richtung wirkende Rahmensysteme betrachtet, es wurde vielmehr die Kraftwirkung nach zwei zu einander senkrechten Richtungen eingehend berücksichtigt. Die Schwemmsumpfwand wurde daher als eine dreiseitig eingespannte Platte angesehen, deren vierter oberer Rand, unter Vernachlässigung des seitlichen Widerstandes der Überlaufrinne, frei beweglich st. Eine strenge Lösung dieser Aufgabe unter Berücksichtigung es veränderlichen Trägheitsmomentes der Wand und gleichzeitig des sehr erheblichen Einflusses der Eckvouten existiert icht. Man hat sich daher mit einer Näherungslösung zufrieden eben müssen, die aber immerhin den praktischen Zwecken echnung trägt. Auf alle Fälle treten auch in der ertikalrichtung Momente auf, die bei der Querschnittsemessung berücksichtigt werden müssen, wenn man die Bildung on Rissen verhindern und einen absolut wasserdichten Behälter erhalten will. In gleicher Weise wurden die Trichteröden als kreuzweis bewehrte Platten unter Berücksichtigung er Kraftwirkung nach zwei Richtungen betrachtet. Hier cheitert die strenge Lösung der Aufgabe erst recht an der nregelmäßigen Trapezform der Bodenplatten. Nichtsdestoeniger kann man aber auch hier Annahmen machen, die zu raktisch brauchbaren Ergebnissen führen, und die vor allem ne der Wirklichkeit nahekommende Berücksichtigung der edeutenden Einspannungsmomente am oberen Trichterınde gestatten.

III. Betrieb der Kohlenwäsche.

Der Arbeitsgang in der Kohlenwäsche ist nun in großen Zügen der folgende:

Unter der vorhandenen Sieberei befindet sich eine tiefliegende Sammelgrube, aus der die Rohkohlen durch zwei große Becherwerke entnommen und bis auf Bühne + 33,40 gehoben werden. Nachdem durch einen hier aufgestellten Magnetabscheider alle vorkommenden Eisenteile entfernt worden sind, wandern die Kohlen auf einer Rutsche nach einer großen Siebtrommel. Am oberen Rande des Becherwerkes ist noch ein Schieber eingebaut, der es ermöglicht, die Kohlen unmittelbar den Rohkohlentürmen zuzuführen, falls der Betrieb der Wäsche gestört ist oder falls Kohlen auf Vorrat angesammelt werden sollen. Ein Transportband auf Bühne + 5,35 bringt die Kohlen dann zurück in die Sammelgrube, von wo sie später wieder in den eigentlichen Waschprozeß gelangen können.

Durch die oben genannte Siebtrommel werden die Rohkohlen in Nußkohlen (Grobkohlen) und in Feinkohlen getrennt. Die Grobkohle wandert zunächst nach der Grobkornsetzmaschine auf Bühne + 23,50, wird hier gewaschen und in Nußkohle — Mittelkohle und Berge geschieden. Die Nußkohle wird dann mittels Rinnen nach den Nußklassiersieben gebracht und nach den verschiedenen Größen in die 4 Nußbehälter verteilt (Abb. 5). Mittels Verladesieben, die auf Bühne + 5,35 aufgestellt sind, werden die Kohlen aus den Nußtaschen abgezogen und auf Eisenbahnwagen verladen. Diese werden hierbei sofort durch die in den tieferliegenden Gruben der Fundamentplatte angeordneten Waggonwagen abgewogen.

Vorratsbehälter für Zusatzwasser
Klärspitzen
Schlammsumpf
Kokskohlentürme
Feinkorn-Setzmasch.
Grobkorn-Setzm.
Feink.-Setzm.
Staubtaschen
Rohkohlen-Türme
Bergetaschen
Schwemm-Sümpfe
Schwemm-Sümpfe
Schwemm-Sümpfe
Nußabrieb
Träufelwasser
48,00

Abb. 4. Längsschnitt b—b.

Das gleichzeitig auf den Nußklassiersieben abgesonderte Fehlkorn wird nach den Fehlkornbaggersümpfen gebracht und wandert schließlich nach der Feinkornsetzmaschine. Die in der Grobkornsetzmaschine gewonnene Mittelkohle wird nach Aufschließung in einer Mittelkohlenschleudermaschine der Nachwaschsetzmaschine zugeführt, kommt dann in den Baggersumpf der Nachwäsche und wird von hier aus durch ein Becherwerk in die Kesselkohlenentwässerungstürme gebracht. Den gleichen Weg wandert auch die in der Feinkohlensetzmaschine gewonnene Mittelkohle bis zum Kesselkohlenentwässerungsturm. Die entwässerte Kesselkohle wird dann durch Bodenschieber abgezogen und mittels eines Becherwerkes nach dem Kesselkohlenbehälter gebracht. Von hier aus können die Kesselkohlen unmittelbar in Eisenbahnwagen oder auf Bühne + 8,55 m in Förderwagen verladen werden.

Die aus der Grobkorn- und Feinkornsetzmaschine entfallenden Berge werden durch die auf Bühne + 18,00 aufgestellten

Abb. 5. Innenbild.

Bergebecherwerk auf ein Förderbar auf Bühne + 29, gehoben, das in d Längsrichtung d Wäsche verläuft u die Berge nach d neben den Ro kohlentürmen li genden Bergetasche bringt, von wo di selben auf Bühn + 8,55 durch Förde wagen abgefahre werden können.

Die aus der fr her genannten Sie trommel außer de Grobkohlen entfa lenden Feinkohle gelangen zunächs mittels eines Beche werkes in den Staub apparat, in dem d ganz feine Staub kohle entfernt un dem Staubturm n ben den Rohkohlen türmen zugeführt wird. Aus den Staubbehältern kann de Staub durch Abzugschieber entnommen und je nach Beda der Feinkohle, Mittel- oder Kesselkohle zugesetzt werde Die entstaubte Feinkohle gelangt aus dem Staubapparat i eine Rinne und wird mit Wasser der Feinkornsetzmaschine zu gespült, wo sie gleichzeitig in Kohle, Mittelkohle und Berg getrennt wird (Abb. 6). Der weitere Weg der Mittelkohle un Berge ist oben schon geschildert. Die Feinkohle dagegen gelang

Abb. 6. Querschnitte 3—3 und 4—4.

mit Frischwasser durch ein Rinnensystem nach den Feinkohlenentwässerungstürmen, auch Schwemmsümpfe genannt. Nach dem Füllen der Türme beginnt das Abziehen des Wassers mittels der an den Behälterwänden angebrachten Entwässerungsvorrichtungen. Hierauf werden die Schwemmsümpfe durch Bodenschieber entleert und die Feinkohle gelangt mittels Gurtbändern nach den beiden Becherwerken neben den Kokskohlentürmen. Diese heben die Kohle bis auf Bühne + 32,00 m, wo sie durch besondere Apparate zerkleinert und mit Kohlenstaub innig vermischt wird. Ein Verteilungsband leitet die nunmehr für Kokereizwecke verwendbare Kokskohle in die sechs Kokskohlentürme. Durch Bodenschieber kann sie entnommen und mittels Hängebahn oder Eisenbahn der Kokerei zugeführt werden. Hiermit ist in großen Zügen der Arbeitsgang in einer Kohlenwäsche beschrieben. Zu dem dargestellten Waschprozeß werden bei einem so umfangreichen Betriebe sehr große Wassermengen verbraucht. Das Waschwasser der Setzmaschinen, das Wasser der Spülrinnen zu den Schwemmsümpfen sowie das Wasser aus den Feinkornbaggersümpfen wird nach einem Pumpensumpf geleitet und von hier nach dem hochliegenden Klärbecken zur Reinigung hochgepumpt, von wo es wieder den Setzmaschinen zugeleitet werden kann.

Der gesamte maschinentechnische Teil ist in zwei gleiche Wäschesysteme zerlegt, von denen zunächst nur ein System ausgebaut wird. Die Maschinenanlagen und die gesamte Eisenkonstruktion stammen von der Firma Gröppel, Bochum.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zuschrift zum Aufsatz Walch in Heft 4.

Bevor ich zum Projekt von Herrn Walch Stellung nehmen will, möchte ich einiges zu den im selben Aufsatz veröffentlichten Versuchen bemerken. Herr Walch nimmt an, daß das benützte Eisenrohr von 85 cm Durchm. und 12 mm Wandstärke gegenüber den eingebauten Versuchsauskleidungen aus Beton von etwa 25 cm Stärke als starr angesehen werden könne, wie dies bei dem in Wirklichkeit vorhandenen Gebirge angenommen werden kann. Ob diese Annahme einigermaßen zutrifft, ersehen wir aus den beiden Querschnittswerten, pro m² gerechnet:

Eisenrohr:

$$n \cdot F = 20 \cdot 100 \cdot 1{,}2 = 2400 \text{ cm}^2$$

$$n \cdot J = \frac{20 \cdot 100 \cdot 1{,}2^3}{12} = 288 \text{ cm}^4$$

Betonrohr:

$$100 \cdot 25 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\frac{100 \cdot 25^3}{12} = 13000 \text{ cm}^4$$

Falls nur Zugspannungen auftreten, braucht es für gleiche Dehnungen bei beiden Rohren dieselbe Arbeitsleistung. Doch bietet die vorliegende Versuchsanordnung (im besonderen das Wellblech!) die Möglichkeit des Auftretens von Biegungsmomenten. Daß in dieser Hinsicht das Eisenrohr gegenüber dem Beton nicht als starr angesehen werden kann, beweisen die Werte der $n = \frac{E}{E_{b_z}}$ -fachen Trägheitsmomente. Somit hat man das Recht, die Tabellenwerte für die Durchbiegungen des Betonrohrs, da sie in bezug auf das mindestens ebenso dehnbare Eisenrohr konstatiert wurden, zu bezweifeln. Es müssen überhaupt die zum Teil verblüffenden Versuchsresultate neu beleuchtet werden, unter Rücksichtnahme auf die vorgehend festgestellten Tatsachen.

Bei Versuch Abb. 2 z. B. entstehen Wasserverluste schon bei dem Innendruck von 1,6 at. Wie ist das zu erklären? Könnte sich das Rohr frei dehnen, so betrügen die maximalen Zugspannungen im Beton bei Vernachlässigung der Armierung

$$\frac{30 \cdot 1{,}6}{25} \simeq 2 \text{ kg/cm}^2.$$

Hieraus können Risse nicht gefolgert werden. Es müssen noch andere, zusätzliche Zugspannungen entstanden sein. Dies ist nur möglich, wenn Biegungsmomente auftreten. Machen wir die bei diesen kleinen Spannungen gewiß berechtigte Annahme, das Eisenrohr wirke überall da, wo es den Beton berührt, als Armierung, so ist die Folge davon, daß über den Enden des Schleppbleches das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes einen Sprung erfährt, derart, daß über dem Wellblech eine viel geringere Biegesteifigkeit zu konstatieren ist. Es ist bekannt, daß Biegespannungen nicht nur durch die Lasten allein, sondern auch durch unregelmäßige Dehnungen, wie sie bei unregelmäßigen Querschnittswerten entstehen, hervorgerufen werden. Daraus läßt sich die Entstehung der Risse in Versuch Abb. 2 erklären. Daß dieser Versuch nicht mit denjenigen von Amsteg übereinstimmte, liegt in der falschen Voraussetzung, das Eisenrohr sei starr, und in den zuletzt erwähnten statischen Fehlern.

Versuch Abb. 5 und Versuch Abb. 2 weisen große Ähnlichkeit in der Anordnung, hingegen frappante Unterschiede in den Resultaten auf. Letztere sind dadurch zu erklären, daß durch die Einlage der „elastischen Dichtung" die statischen Verhältnisse wesentlich verändert werden. Infolge der Plastizität der „elastischen Dichtung" ist ein Gleiten des Außenbetons über dem Innenbeton möglich. Dieses Gleiten wird bei der ersten Belastung hervorgerufen, da sich das Eisenrohr jetzt ziemlich frei dehnen kann, weil es nicht etwa den Innenring armiert. Hierzu fehlen die Schubspannungen in der „elastischen Dichtung". Durch Zusammenknittern des Wellblechs kann das Rohr seinen Umfang der Dehnung des Innenrohres leicht anpassen. Gerade dadurch entstehen Verschiebungen der Punkte über den Schleppblechenden, denen der unten entblößte Außenbeton nicht standhalten kann und daher reißt. Natürlich nimmt dann nach der ersten Deformation der Außenring auch teil an der Lastaufnahme. Es entstehen somit bei Versuch Abb. 2 und bei Versuch Abb. 5 schon bei geringer Belastung Risse, wenn auch unter verschiedenen Umständen. Hier tritt dann der Vorteil der „elastischen Dichtung" darin zutage, daß sich Risse nicht auf die andere Seite der Dichtung fortpflanzen können. Es muß aber auch hier nochmals betont werden, daß diese Versuche kaum mit der Wirklichkeit verglichen werden können.

Trotzdem hat die „elastische Dichtung" etwas für sich: Billige Herstellung der Dichtung, Nachgiebigkeit und besonders Haltbarkeit. Schade, daß die Dichtung nicht zugleich als Armierung des Betons wirkt, statt als Desarmierung. Sie trennt nämlich Innen- und Außenbeton und bewirkt dadurch eine wesentliche Verminderung des Trägheitsmomentes.

Ist überhaupt ein Innenring aus Eisenbeton notwendig? Könnte nicht eine einfache, faßdaubenartige, etwa 3 cm dicke Holzauskleidung dafür verwendet werden? Diese böte die Vorteile: geringerer Preis, glatte Wandung, geringerer Stollenausbruch, leichte Revision der Dichtung usw. Das ist mein Vorschlag.

Zu Ihrer gefl. Bedienung zugestellt von

Wetzikon, 11. März 1925. I. Trüb, Dipl.-Ing., Wetzikon-Zürich.

Entgegnung auf die Stellungnahme von Herrn Dipl.-Ing. Trüb.

Die Stellungnahme von Herrn Trüb geht von einer Voraussetzung aus, die nicht zutrifft: Das Eisenrohr ist bei den geringen Drücken, wie sie bei den Versuchen vorgekommen sind, praktisch starr; um nun die Nachgiebigkeit des Gebirges, die im Gegensatz zur Anschauung von Herrn Trüb in Wirklichkeit immer vorhanden ist und die gerade der Anlaß war zu allen bisherigen Mißerfolgen, nachzuahmen, ist das Wellblech angelegt; da die Nachgiebigkeit des Wellbleches eine viel größere ist als die des Eisenrohres, kann man letzteres mit um so größerem Recht vernachlässigen. Es kann somit keine Rede davon sein, daß man das vorhandene Gebirge als starr ansehen kann, oder dieses bei den Versuchen getan worden wäre; im Gegenteil, die ganzen Versuche sind gemacht, um zu zeigen, wie bei nachgiebigem Gebirge die Stollenauskleidung am besten gestaltet wird und wie sich die verschiedenen Auskleidungen dabei bewähren. Damit erübrigt es sich ohne weiteres, auf den ersten Teil der Kritik weiter einzugehen.

Die kombinierte Stollenauskleidung ist nicht zu Bruch gegangen infolge der Spannungen von 2 kg/cm², sondern allein dadurch, daß das Wellblech bei dem Druck von 1,6 Atm. soweit nachgegeben hat, daß der Beton die hier auftretenden Bewegungen der Unterlage nicht mehr ohne Rißbildung mitmachen konnte; gerade bei diesem niedrigeren Druck von 1,6 at hat das verhältnismäßig starke Eisenrohr keine Bewegungen ausgeführt, die irgendwie auf die Auskleidung hätten einwirken können.

Auch bei dem Versuch mit der elastischen Dichtung sind dieselben Zerstörungen im Beton auch bei niedrigerem Druck entstanden, da diese Auskleidung, genau so wenig wie die kombinierte, in der Lage ist, Deformationen in der Unterlage ohne Rißbildung im Beton mitzumachen. Der Unterschied besteht aber darin, daß bei derartigen geringen Rißbildungen eine Zementabdichtung bereits undicht wird, während eine elastische Dichtung noch größere Bewegungen ohne Schaden mitmachen kann. Es ist selbstredend in diesem Falle völlig belanglos, ob die innere Schutzschicht der elastischen Dichtung auch Risse gehabt hat oder nicht, da sie in keiner Weise zur Dichtung beigetragen hat, vielmehr der volle Wasserdruck auf die Dichtung selbst gewirkt hat.

Der Vorschlag für die Ausbildung des Innenrings mit Holz ist uns nicht neu. Diese Frage ist schon vor langer Zeit eingehend geprüft, aus verschiedenen Gründen jedoch wieder aufgegeben worden. Vor allen Dingen läßt sich eine 3 cm starke Holzauskleidung nicht herstellen, da sie sich nicht selbst tragen kann, vielmehr durch besondere Ringe oder dergleichen unterstützt werden muß. Es ist vielmehr erforderlich, eine solche Holzauskleidung erheblich stärker zu machen, ähnlich wie es bei anderen Vorschlägen für die Stollenauskleidung mit Holz der Fall ist. Dann fällt aber der Vorteil der Billigkeit weg, abgesehen davon, daß auch noch Gründe der Herstellung der Stollenauskleidung mit elastischer Dichtung dagegen sprechen.

Mailand, 1. April 1925. Dr. Walch.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Grenzfälle der Verantwortlichkeit des Bauunternehmers gegenüber Anordnungen der Bauherrschaft.

Am 13. Januar d. Js. hat der VI. Senat des Reichsgerichts (Aktenzeichen VI 285/24) ein Urteil gefällt, das das Interesse von Ingenieuren und Bauunternehmern finden dürfte, da es sich mit einer Frage befaßt, die in der Praxis recht häufig auftritt, nämlich mit der Verantwortlichkeit, die der Bauunternehmer gegenüber dem Bauherrn aus seiner — in den meisten Fällen — erhöhten Sachkunde übernimmt.

Die Entscheidung wurde bereits im Bauingenieur (H. 11 v. 10. VI. S. 439, Rechtsprechung 1 a) auszugsweise wiedergegeben. Sie behandelt den nicht seltenen Fall, daß ein Bauherr besondere Wünsche äußert oder auf der Verwendung besonderer Baustoffe besteht, ohne selbst zu wissen oder zu prüfen, ob diese Anweisung oder die Verwendung dieser Baustoffe den im Vertrag vorgesehenen Zweck des Bauwerks nicht gefährdet. (Noch häufiger werden sich solche Fälle im Verhältnis zwischen Bauherrn und Architekt ereignen, da es eine bekannte Erfahrung ist, daß die Wünsche des Bauherrn nach äußerer Gestaltung des Bauwerks häufig nicht entfernt im Einklang mit dem Schönheitsbedürfnis des ausführenden Architekten stehen. Diese Frage kann aber hier ausscheiden.) Nach dem vorliegenden Tatbestand hat der Bauherr für seinen Fabrikneubau selbst Zeichnungen angefertigt und einem Baugeschäft die Ausführung nach diesen Zeichnungen übertragen. Der Bau ist nun zum Teil eingestürzt und zwar infolge ungenügenden Widerstands der zu schwachen Umfassungsmauern gegen Winddruck. Die Bauherrschaft verweigerte aus diesem Grunde die Zahlung an den Unternehmer, wurde aber zunächst in den Vorinstanzen zu dieser Zahlung verurteilt. Erst das Reichsgericht hat festgestellt, daß der Unternehmer nach dem Grundsatz von Treu und Glauben verpflichtet gewesen wäre, auf den Mangel der Zeichnungen hinzuweisen und die Änderungen anzuregen. Das Reichsgericht schweigt darüber, was geschehen wäre, wenn der Unternehmer diesen Hinweis unternommen und der Bauherr trotzdem auf der Durchführung seiner Anweisung, wie sie sich aus den Zeichnungen ergab, bestanden hätte.

Um diesen auch nicht seltenen Fall vorweg zu nehmen, so ist es heute allgemein rechtens, daß der Unternehmer in einem solchen Fall von Schuld und Fehle freigesprochen werden muß. Seine verantwortliche Pflicht als sachkundiger Berater des nicht sachkundigen Bauherrn hat er mit dem Hinweis auf die Unzulänglichkeit oder Verkehrtheit der ergangenen Anweisung des Bauherrn oder der vom Bauherrn vorgeschriebenen Baustoffe erfüllt.

Das Oberlandesgericht Braunschweig hat schon unterm 19. Juni 1890, also unter der Wirkung des früheren gemeinen bzw. des Landesrechts folgendes ausgesprochen: „In Fällen der vorliegenden Art, in welchen ein Laie einem Sachverständigen gegenübersteht und eine technische Kenntnis auf Seiten des Ersteren nicht anzunehmen ist, wird der Beauftragte regelmäßig davon ausgehen dürfen, der Besteller erwarte die Berücksichtigung seines Wunsches nur unter der Voraussetzung, daß diese mit einer praktischen Ausführung des erteilten Auftrages nach dem besseren Ermessen des Sachverständigen erträglich sei. Die Grenze zwischen einem solchen Wunsche und einem unbedingte Beachtung fordernden Willen zu finden, wird häufig nicht leicht sein." Dagegen mache sich der Sachverständige verantwortlich, falls er, ohne vorherige nochmalige Anfrage beim Besteller dessen wirklichem Willen zuwiderhandele, also mit anderen Worten: Der sachverständige Baumeister hat zunächst zu prüfen, ob es sich um eine tatsächliche Anweisung oder nur um einen Wunsch des Bestellers handelt. Diese Prüfungspflicht erfüllt er durch Rückfrage beim Besteller, wobei er selbstverständlich seine etwa bestehenden Bedenken vorzutragen hat. Geht der Besteller auf diese Bedenken nicht ein und beharrt auf seinem Willen, so ist dieser Wille entscheidend und der Unternehmer von seiner Verantwortung befreit. Das gleiche Oberlandesgericht hat unterm 23. November 1909 ausgesprochen, daß der Bauunternehmer verpflichtet sei, die Beschaffenheit des Baugrundes dann zu prüfen, wenn er für die Prüfung als Sachverständiger erscheine und der Werkvertrag die Auslegung gestatte, daß der Besteller auf eine solche Prüfung rechnen dürfe.

Das Reichsgericht hat am 15. Januar 1915 entschieden, der Unternehmer hafte, wenn die Untauglichkeit des Werkes darauf zurückzuführen sei, daß der Besteller die Verwendung eines ungeeigneten Stoffes gewünscht und der Unternehmer ihn auf die Untauglichkeit nicht aufmerksam gemacht habe, spricht aber im Einklang mit der eingangs bekanntgegebenen Entscheidung vom 22. Juni 1909 den Grundsatz aus (der sich eigentlich nach dem Vorausgegangenen nunmehr von selbst versteht), daß der Unternehmer für einen auf der Art der Ausführung beruhenden Mangel nicht hafte, wenn ihn der Besteller trotz Hinweises auf das Bedenkliche zu dieser Ausführung angewiesen habe. Also hier ist klipp und klar die Verantwortung des Bauunternehmers gegenüber den besonderen Anweisungen des Bauherrn umrissen: Die Sachkunde des Unternehmers verpflichtet ihn zur Prüfung der Wünsche und Anweisungen des Bauherrn. Er muß auf alles Bedenkliche hinweisen und muß dann den wahren Willen des Bauherrn feststellen. Geht dieser Wille dahin, daß trotz der geäußerten Bedenken die Auffassung des Bauherrn bestehen bleiben soll, so ist diese Auffassung oberstes Gesetz und der Unternehmer von Verantwortung befreit, wenn er sich nicht einfach weigert, die Arbeit vorzunehmen. In einer solchen Weigerung wird aber möglicherweise eine Vertragsverletzung liegen, da der Unternehmer es ja übernommen hat, den vom Bauherrn bestellten Bau auszuführen. Er muß sich dann also gefallen lassen, für den Schaden aufzukommen, der durch die Übertragung des Baues an einen anderen, vielleicht teureren Unternehmer dem Bauherrn entsteht. Jedoch wird man selbstverständlich einem Unternehmer nicht zumuten können, daß er ganz sinnlose und gefährliche Anweisungen des Bauherrn trotz Erkenntnis der Gefahren durchführt; in diesem Fall wird man ihm die Abkehr vom Vertrag gestatten müssen.

Der Fall liegt natürlich anders, wenn dem Bauherrn die gleiche Sachkenntnis innewohnt, wie dem Unternehmer. In diesem Fall wird man dem Unternehmer, der z. B. als Subunternehmer für eine Baufirma oder für einen Architekten tätig wird, nicht zumuten brauchen, daß er den vorgeschriebenen Baustoff oder die ergangene Anweisung zu prüfen hat, denn diese Prüfung ist durch den selbst sachkundigen Besteller nach dem normalen Lauf der Dinge vorher schon geschehen. Aber auch hier dürfte größte Vorsicht am Platze sein, da sich das Gericht immerhin auf den Standpunkt des sogenannten konkurrierenden Verschuldens stellen kann, wenn z. B. festgestellt wird, daß die Pläne grobe konstruktive Mängel aufweisen oder daß das von dem sachkundigen Bauherrn vorgeschriebene Material offenkundige Mängel zeigt. Es wird auch in diesem Fall vom Unternehmer gefordert werden können, daß er auf die von ihm erkannten und erkennbaren Mängel hinweist.

Streng zu beachten ist natürlich der Inhalt des Werkvertrages. Bei den vorausgehenden Ausführungen wird unterstellt, daß besondere Verpflichtungen bezüglich der Prüfung von Plänen und Baustoffen dem Bauunternehmer nicht auferlegt wären, sondern daß sich sein Verhalten nach den allgemeinen gesetzlichen Grundsätzen der §§ 633 und 645 BGB. zu richten habe. Nun findet sich aber in zahlreichen Bauverträgen die Verpflichtung des Unternehmers, trotz Bestellung eines Bauleiters oder trotz eigener Sachkunde des Bauherrn oder obgleich die Pläne vom Bauherrn selbst stammen, in eine sachverständige Prüfung der Unterlagen und des Materials einzutreten, und es findet sich vielfach weiter die Bedingung, daß der Unternehmer sich zur Befreiung von seiner Verantwortlichkeit nicht auf die Sachkunde des Bestellers herausreden könne.

Im Zusammenhang damit sei die Sachlage bei Bestellung eines Bauleiters durch die Bauherrschaft näher erörtert. Es war ja im Anschluß an die Wiedergabe des Urteils im Bauingenieur schon auf diesen Sonderfall hingewiesen. Hier bestehen ebenfalls einige, wenn auch ältere, doch heute noch sehr wichtige Entscheidungen des Reichsgerichts. Dieses hat unterm 16. Februar 1892 schon den Grundsatz ausgesprochen, daß die Mangelhaftigkeit eines Werkes zunächst dem Unternehmer zur Last zu legen sei, bis diesem der Nachweis gelänge, daß der Mangel in den von dem Bauleiter ausdrücklich oder stillschweigend erteilten Anordnungen, Einwilligungen oder Genehmigungen liege. Von dem Bauführer habe der Übernehmer den Erlaß der leitenden Anordnungen zu erwarten; er darf diese ohne Nachprüfung befolgen. Nur bei Nichtbestellung einer Bauleitung habe der Unternehmer alle Anordnungen selbst zu treffen. Und unterm 10. Januar 1895 sagt das Reichsgericht, der Übernehmer sei in der Regel insoweit von eigener Verantwortung für die Art der Ausführung frei, als er sich dabei lediglich nach den Anordnungen des vom Bauherrn bestellten Bauleiters richte, oder sich der Zustimmung dieses Bauleiters versichert habe. Dagegen lehnt es das Gericht ab, daß die Vertretungsbefugnis des Bauleiters soweit reiche, daß er im Namen des Bauherrn auf Ansprüche aus Fahrlässigkeiten des Unternehmers verzichten könne, wenn er nämlich stillschweigend zuläßt, daß etwas geschieht, was nach seinem pflichtgemäßen Ermessen nicht ausgeführt werden dürfe. Hier scheint uns ein außerordentlich wichtiger Grenzfall vorzuliegen. Auf der einen Seite bestellt der Bauherr einen Bauleiter und damit eine sachverständige Persönlichkeit, die die vertragsmäßige Durchführung des Baues sorgfältig überwachen soll, auf der anderen Seite übersieht dieser Bauleiter einen Mangel in der Ausführung des Unternehmers. Bei einem derartigen Tatbestand scheint nun das Reichsgericht den Unternehmer nicht von seiner Verantwortung befreien zu wollen, weil in diesem „Übersehen" keine Zustimmung erblickt werden könne. Eine solche Zustimmung kann nur dann angenommen werden, wenn sich der Bauleiter mit den objektiv unrichtigen Maßnahmen des Bauunternehmers ausdrücklich einverstanden erklärt hat. Entsteht durch den übersehenen Mangel ein Schaden, so ist der Bauherr u. E. berechtigt, seine Ansprüche sowohl gegen seinen fahrlässigen Bauleiter, als auch gegen den mangelhaft arbeitenden Unternehmer geltend zu machen.

Als endgültige Schlußfolgerung aus den verschiedenen, im Vorstehenden behandelten Fällen kann sonach abgeleitet werden, daß der Bauunternehmer als sachkundiger Berater des Bauherrn verpflichtet ist, gegenüber einem sachunkundigen Bauherrn Einwendungen gegen verkehrte oder verderbliche Anweisungen zu erheben und sich tunlichst schriftlich bestätigen zu lassen, daß der Unternehmer auf der Durchführung seiner Anweisung, oder auf der Anwendung des von ihm gestellten Baustoffes besteht. Einem sachkundigen Bauleiter gegenüber besteht eine solch scharfe Prüfungspflicht nicht, dagegen sollte ein ernster und sorgfältiger Unternehmer unter allen Umständen auch diesem Sachkundigen gegenüber Einwendungen nicht unterlassen, wenn er von der unsachgemäßen Anordnung überzeugt ist, nur mindert sich in diesem zweiten Fall die Verantwortung des Bauunternehmers wesentlich, sie kann unter Umständen vollkommen in Wegfall kommen. In jedem Fall ist der Unternehmer von seiner Verantwortung frei, wenn er sich davon überzeugt hat, daß trotz der von ihm vorgebrachten Bedenken Bauherr oder Bauleiter auf der Durchführung ihrer Vorschriften und Anweisungen bestehen. Hg.

Versicherungspflicht von Handlungslehrlingen. Ein Bescheid des Reichsarbeitsministers vom 16. Mai 1925 (RArbBl. S. 265). Nach dem Gesetz vom 10. November 1922 sind Handlungslehrlinge, im Gegensatz zur früheren Rechtslage, grundsätzlich angestelltenversicherungspflichtig. Nur eine Beschäftigung, für die nur freier Unterhalt gewährt wird, ist versicherungsfrei. Wird Barlohn gewährt, so ist der Empfänger dann versicherungsfrei, wenn die Gegenleistung für die geleistete Arbeit wirtschaftlich so unerheblich ist, daß sie nicht als „Entgelt" betrachtet werden kann. Eine Bestimmung, wann der Barlohn als Entgelt zu betrachten ist, besteht nicht, da das nach den wirtschaftlichen Verhältnissen im allgemeinen und den Umständen des einzelnen Falles zu beurteilen ist. Es ist dabei zu bedenken, daß den Lehrlingen der Barbetrag häufig nur zur Aufmunterung gegeben wird und daher kein Entgelt darstellt. Für die Invalidenversicherung gilt bei Lehrlingen in der Regel ein Betrag nicht als Entgelt, der ein Drittel des maßgebenden Ortslohns nicht übersteigt; in der Angestelltenversicherung gilt eine Barvergütung von nicht mehr als 10 Mark im Monat nicht als Entgelt.

Während also ein Lehrling mit M. 15,— Monatsverdienst Beiträge zur Angestelltenversicherung leisten muß, ist ein anderer, der freien Unterhalt und dazu noch ein geringfügiges Taschengeld erhält, nicht versicherungspflichtig.

Großhandelsindex.

27. Mai	3. Juni	10. Juni	17. Juni	24. Juni	1. Juli
133,4	133	134,3	133,3	134,2	134,9

Lebenshaltungskostenindex.

Alt: April	Mai	Juni	Neu: April	Mai	Juni
126,8	125,6	128,2	136,7	135,5	138,3

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 1. Juli 1925.)

Gesetz zur Verlängerung der Geltungsdauer der 3. Steuernotverordnung. Vom 28. Juni 1925 (RGBl. I S. 92). Die Bestimmungen des Gesetzes vom 17. Februar 1925 betreffend Aussetzung des Verfahrens vor Gerichten und Aufwertungsstellen — auf Antrag einer Partei — bleiben bis zum 15. Juli gültig (vgl. RGBl. I 1925 S. 15). Die Befristung verschiedener Bestimmungen der 3. Steuernotverordnung wird aufgehoben (z. B. des Antrages auf Herabsetzung des Aufwertungsbetrages, der Anmeldung von Sparkassenguthaben). Die nach § 5 der 3. Steuernotverordnung geschuldeten Aufwertungszinsen werden nicht vor dem 1. August 1925 fällig. Der Gläubiger kann die Annahme einer früheren Zahlung ablehnen. Das Gesetz ist am 28. Juni in Kraft getreten.

Gesetz über die Hinausschiebung der Vermögenssteuervorauszahlung vom 15. Mai 1925 bis zum 15. August 1925. Vom 23. Juni 1925. (RGBl. I, S. 85.)

Verordnung über das Mahnverfahren. Vom 19. Juni 1925. (RGBl. I, S. 88.) Die §§ 1 und 2 der Bekanntmachung zur Entlastung der Gerichte von 1924 (RGBl. I, S. 552) werden aufgehoben mit Wirkung vom 15. Juli. Damit fällt der gegenüber säumigen Schuldnern so unangebrachte Zwang, in Streitsachen, für die die Amtsgerichte zuständig sind, zunächst den Weg des Mahnverfahrens zu beschreiten, und es kann sofort geklagt werden. Auf Sachen, in denen bereits vor dem 15. Juni ein Zahlungsbefehl verfügt ist, findet die Verordnung keine Anwendung mehr.

Verordnung zur Aufhebung einiger Vorschriften der Verordnung über die Einschränkung öffentlicher Bekanntmachungen. Vom 20. Juni 1925. (RGBl. I, S. 88.) Die §§ 1, 3, 4, 5, 8 dieser Verordnung (vgl. RGBl. I, 1924, S. 119) werden aufgehoben. Eintragungen ins Güterrechtsregister, Aufhebung und Einstellung von Konkursverfahren, Vergleichstermine, Name, Stand und Wohnort von Aufsichtsratsmitgliedern der Erwerbsgesellschaften, handelsrechtliche Eintragungen über Zweigniederlassungen müssen nunmehr wieder öffentlich bekannt gemacht werden. Der § 15 des Handelsgesetzbuches tritt, soweit er durch die Verordnung berührt war, wieder voll in Kraft, d. h. zur Eintragung der einzutragenden Tatsache ins Handelsregister muß die Bekanntmachung hinzukommen, damit die Tatsache einem Dritten entgegengehalten werden kann.

Bekanntmachung über das am 5. Mai in Paris unterzeichnete Abkommen zur Durchführung des Londoner Schlußprotokolls. Vom 30. Mai 1925. (RGBl. II, S. 315.) Die Bekanntmachung betrifft Bestimmungen über Gutschrift der Leistungen für die Besatzungsmächte im besetzten Gebiet auf Reparationskonto. Auch über Bauausführungen (Neubauten, Umbauten) finden sich verschiedene Vorschriften darin.

Erlaß des Reichswirtschaftsministers über das Ausstellungs- und Messewesen. Vom 8. Juni 1925. Die Regierungen der Länder werden darauf hingewiesen, daß eine Beschränkung der Ausstellungen und Messen dringend erforderlich ist. Hohe Reichs- und Staatsbeamte sollen sich in bezug auf Mitwirkung bei derartigen Veranstaltungen größte Zurückhaltung auferlegen, da mit Namen und Stand solcher Persönlichkeiten oft für wirtschaftlich unnötige Veranstaltungen Reklame gemacht wird.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

Arbeitsrecht. In einem Betriebe forderte der Unternehmer von einem Teil der Arbeiter, daß sie abweichend von der durch den Spruch eines Schlichtungsausschusses zustandegekommenen Betriebsvereinbarung über Arbeitszeitverteilung jeweils 1/4 Stunde

später Pause machten, als der übrige Teil der Belegschaft, damit die Maschinen durchlaufen könnten. Ein Arbeiter hatte dieses Ansinnen beharrlich abgelehnt und wurde darauf entlassen. Vom Gewerbegericht wurde die Berechtigung dieser Entlassung anerkannt. Zwar sei die Betriebsvereinbarung über die Arbeitszeitverteilung für beide Parteien bindend. Indessen sind die Bestimmungen der Arbeitsordnung, wie sich aus § 134c der Gewerbeordnung ergibt, nicht zwingender Natur (mit Ausnahme der Bestimmungen über Lösung des Arbeitsvertrages und über Strafen). Der Unternehmer war deshalb berechtigt, die grundsätzliche Betriebsvereinbarung durch Sondervereinbarungen mit einzelnen Arbeitnehmern bezüglich der Arbeitszeiteinteilung abzuändern. Eine „unbillige Härte" ist in der Kündigung nicht zu sehen, der § 84 Nr. 4 des Betriebsrätegesetzes kann deshalb keine Anwendung finden. Denn die Verlegung der Pausen war nur geringfügig, aber notwendig und die Kollegen des Entlassenen hatten sich damit einverstanden erklärt und ihn selbst ersucht, auf den Vorschlag des Arbeitgebers einzugehen. (Gew.-Ger. Barmen 11. V. 25.)

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband und Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Berlin W 30, Nollendorfplatz 3, I.)

In Basel findet 1926 eine Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt, Wasserbau und Kraftgewinnung statt. Die Spitzenverbände haben sich in diesem Fall trotz der allgemeinen Ausstellungsmüdigkeit entschlossen, auf dieser Ausstellung in der schweizerischen Rheinstadt eine geschlossene Abteilung der interessierten deutschen Wirtschaftskreise zusammenzubringen. Auch die Internationale Straßenbauausstellung in Mailand 1926 soll von deutscher Seite aus beschickt werden.

Der Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. hat beschlossen, seinen Mitgliedern zu empfehlen, trotz der im Baugewerbe bestehenden Schwierigkeiten hinsichtlich der Stabilität der Materialpreise und Löhne für eine Vertragsdauer bis zu 6 Monaten Arbeiten zu Festpreisen zu übernehmen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Juni 1925.

Kl. 19 d, Gr. 5. M 83 364. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Scherzerklappbrücke. 20. XII. 23.

Kl. 37 b, Gr. 5. Sch 70 082. Paul Schulz, Berlin-Wilmersdorf, Hildegardstr. 23. Knotenpunktverbindung für Holzfachwerkkonstruktionen. 1. IV. 24.

Kl. 37 e, Gr. 5. B 104 680. Frederick John Turner Bell, John Melior Hague u. Ephraim Entwistle, Ashton under Linn, Engl.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Länge eines Gesimses frei zu bewegender Laufwagen für Hängegerüste und -körbe. 3. V. 22.

Kl. 80 a, Gr. 7. Sch 68 367. Ernst Schoepke, Inzersdorf b. Wien; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin SW 21. Ununterbrochen arbeitende Trogmischmaschine mit Rührwerk. 3. VIII. 23.

Kl. 80 a, Gr. 42. L 55 658. Richard Liebchen, Cossebaude. Mehrteiliger Klappkern zur Herstellung von Hohlkörpern aus Beton o. dgl. 15. V. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 95 906. Otto Hertl, Wien; Vertr.: Dr. H. Göller, Pat.-Anw., Stuttgart. Nadelwehr. 29. I. 24. Österreich 22. III. 23.

Kl. 84 a, Gr. 3. R 62 102. August Rose, Lübz, Meckl. Pendel- oder Kurbellager für Tore von Schleusen. 23. IX. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 83 465. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Löffelbaggerausleger. 4. I. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 84 288. Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Ottensen. Führungstasche für den Löffelstiel von Baggerlöffeln. 18. III. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 84 289. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Zweistieliger Baggerlöffel. 18. III. 24.

Kl. 85 c, Gr. 3. A 38 749. R. Ames, Brighton, Matthew William Mills, Heywood, u. Joshua Bolton, Bury, Engl.; Vertr.: Dr.-Ing. B. Monasch, Pat.-Anw., Leipzig. Vorricht. z. Abwasserklärung mittels aktivierten Schlammes. 2. XI. 22. Holland 4. X. 22.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Juni 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. H 90 823. Dipl.-Ing. Otto Henkel, Magdeburg, Gutenbergstr. 17, u. Dipl.-Ing. Karl Walter, Beuthen O.-S., Gustav-Freytag-Str. 14. Eisenbetonplatte für den Schachtausbau. 12. VIII. 22.

Kl. 19 b, Gr. 4. K 82 124. Justus Royal Kinney, Boston, V. St. A.; Vertr.: M. Kuhlemann, Pat.-Anw., Bochum. Ölsprengwagen mit mehreren Ölbehältern. 10. I. 21.

Kl. 19 c, Gr. 5. K 87 352. Hans Kellendonck, Crefeld, Luisenplatz 10. Verfahren zum Herstellen von Böden aus einem Gemisch von Lehm und Asche. 13. X. 23.

Kl. 20 i, Gr. 15. R 63 092. Eduard Rosé, Neuhaldenslebener Str. 9 u. Richard Mauer, Rotekrebsstr. 33, Magdeburg. Selbsttätige mechanische Weichenstellvorrichtung, insbesondere für Straßenbahnen. 10. I. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. O 13 995. Österreichische Brown, Boveri-Werke A.-G., Wien; Vertr.: Joh. Apitz u. Franz Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Nachspannbare Kettenoberleitung. 31. XII. 23. Österreich 14. VI. 23.

Kl. 80 a, Gr. 13. B 100 054. Fa. Büchele & Co., Hall, Tirol; Vertr.: R. Schmehlik u. Dipl.-Ing. C. Satlow, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Stampfmaschine zur Herstellung von Kunststeinen. 3. VI. 21. Österreich 20. V. 21.

Kl. 80 b, Gr. 1. K 86 822. Dr. Wilhelm Kohen, Berlin, Lützowstr. 96. Verfahren zur Verbesserung von Mörtelbildnern und Mörtel. 8. VIII. 23.

Kl. 81 e, Gr. 32. B 118 517. Friedrich Brennecke, Borna b. L. Abraumkippenförderer. 4. III. 25.

Kl. 84 c, Gr. 2. G 59 681. Grün & Bilfinger, Akt.-Ges., Mannheim. Verfahren zum Verstärken von Grundmauern, Pfeilern und ähnlichen Bauteilen. 10. VIII. 23.

Kl. 84 c, Gr. 4. S 63 707. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Verfahren zum Einspülen von Pfählen. 1. IX. 23.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Kranschaufler, Demag-Duisburg, Broschüre Nr. 1524.

Die genannte Firma gibt auf 20 Seiten mit reichem Bildmaterial eine gute Zusammenstellung der einzelnen Arten von Kranschauflern; je nach ihrer Verwendung, im Bahn-, Straßen- und Kanalbau zum Abtragen von Hügeln und für Einschnittarbeiten, im Braunkohlentagebau zum Gewinnen der Braunkohle durch Hochbaggerung und für Abraumarbeiten, sowie zur Herstellung der Planfläche für die Eimertiefbagger, in Steinkohlen- und Kaligruben zum Gewinnen von Spülversatz, zum Abtragen von gewachsenem Boden, Berghalden und Salzrückstandhalden, ferner zum Verladen von gestapelter Kohle oder Koks, in Erzgruben zum Abräumen von Erzlagerstätten, zur Gewinnung der Erze mit oder ohne Vorsprengung und zum Aufladen geschütteter Erzbestände, in Steinbrüchen für Abraumarbeiten zur Gewinnung von kräftigem, etwa durch Sprengschüsse gelockertem Kalkstein, Mergel usw. Die angeführten Maschinen sind mit Dampf- oder Elektromotorenantrieb ausgerüstet; je nach den örtlichen Verhältnissen können die Kranschaufler auf Raupenketten oder auf Laufrädern bewegt werden.

Hochschulkalender der Natur- und Ingenieurwissenschaften einschl. Grenzgebiete. Herausgegeben von H. Degener, Dr.-Ing. Harm, Dr. Scharf. Sommer-Semester 1925. Leipzig, Verlag Chemie, G. m. b. H. Berlin, VDI-Verlag, G. m. b. H., (XI. 445 S.) 16° steif brosch. Rm. 3.—.

Der Kalender liegt in 3ter Ausgabe vor und bezieht sich auf das Sommersemester. Er gibt die Vorlesungsverzeichnisse dieses wieder, liefert also eine Zusammenfassung, die vielen Interessenten aus den verschiedensten Arbeitsgebieten und Berufen recht willkommen sein wird. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

„Ingenieurhilfe".

Die „Ingenieurhilfe", eine dem Verein deutscher Ingenieure angeschlossene Wohlfahrtsabteilung, hat mit der Deutschen Versicherungsstelle, Berlin W 35, Potsdamer Str. 119, ein Abkommen getroffen, wonach den Mitgliedern des V. d. I. beim Abschluß von Versicherungen aller Art (Leben-, Unfall-, Haftpflicht-, Feuer-, Diebstahl-, Einbruch-, Transport-, Reisegepäckversicherung usw.) besondere Vergünstigungen gewährt werden. Die Versicherungsstelle hat sich damit einverstanden erklärt, daß die Vergünstigungen auch den Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen eingeräumt werden. Mitglieder, welche die Absicht haben, eine Versicherung abzuschließen, werden gebeten, diesbezügliche Anträge an die „Ingenieurhilfe", Berlin NW 7, Sommerstr. 4a, unter Angabe ihrer Mitgliednummer bei der G. f. B. einzusenden, welche dafür Sorge tragen wird, daß den Versicherungsnehmern Prämienangebote, die natürlich unverbindlich sind, zugehen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 17. Juli 1925 Heft 15

ZUR BERECHNUNG GESCHLOSSENER KASTENRAHMEN AUF ELASTISCHEM BAUGRUND.

Von Dr.-Ing. Herm. Craemer, Düsseldorf.

Übersicht. Die Frage nach der statischen Wirkungsweise rechteckiger, auf der ganzen Sohle aufliegender Kastenrahmen wird auf Grund der elastischen Bedingungen beantwortet und die teilweise erhebliche Abweichung gegenüber den herkömmlichen Annahmen gezeigt.

Bei der Konstruktion geschlossener Rahmen in Eisenbeton, die ohne besondere Fundamentkörper, Pfähle usw., unmittelbar auf dem tragfähigen Baugrund aufruhen, wie Tunnels, Durchlässe, langgestreckte Behälter u. ä., entsteht meist die Frage nach der Verteilung des Bodendrucks, die aus den statischen Bedingungen allein nicht beantwortet werden kann. Man hilft sich dann meist mit der Annahme einer linearen Pressungsfigur, welche für sehr nachgiebiges Erdreich eine gewisse Berechtigung in sich trägt, bei einer biegsamen Konstruktion auf festem Untergrund jedoch in keiner Weise mehr befriedigt. Ziel der folgenden Untersuchung ist daher die Erfassung des Einflusses der Bodenelastizität auf die gesamte Konstruktion, siehe Abb. 1.

Abb. 1.

Grundlegende Annahme ist die Proportionalität zwischen Zusammenpressung des Bodens bzw. Senkung des Bauwerks und Bodenreaktion:

$$p = E_0 y, \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1$$

wo E_0 die Bodenpressung für die Einheit der Senkung; ob E_0 wirklich eine Konstante ist, sowie ob nicht, auch für gestampften Boden, die bleibenden Zusammenpressungen eine Rolle spielen, soll hier nicht erörtert werden. Wert oder Unwert des Folgenden ist also derselbe wie bei der Schwellentheorie, die mit den gleichen Mitteln arbeitet.

Auch soll angenommen werden, daß der Boden negative Pressungen aufnehmen kann, also „klebfest" ist. Bei Vorhandensein mehrerer Teilbelastungen ist die Annahme auch dann notwendig, wenn die Gesamtwirkung keine negativen Bodenpressungen erzeugt, weil nur dann die Teilwirkungen auf Grund des Superpositionsgesetzes addiert werden können.

Voraussetzung ist ferner ein ebener Formänderungszustand; sind Querwände vorhanden, so ist dieselbe nur erfüllt im mittleren Teil des Bauwerks und wenn Höhe und Breite gering sind im Vergleich zur Längenerstreckung.

Abb. 2a

Abb. 2b.

Wir benutzen nun als statisch unbestimmtes Hauptsystem den äußerlich bestimmten Rahmen nach Abb. 2a, der an Hand von Tabellen (z. B. Gehler) ohne Schwierigkeit berechnet werden kann und dessen Kräftespiel hier als gegeben angesehen wird. Die auf die Rahmensohle wirkende „überzählige" Bodenpressung (Abb. 2b) läßt sich nun bestimmen aus der Bedingung der Gl. (1) sowie daraus, daß die Teilzustände a und b in ihrer Gesamtwirkung eine Reaktion in den Auflagern nicht zur Folge haben dürfen, da diese Auflager ja in Wirklichkeit gar nicht existieren.

Zunächst sei die Belastung der Decken und Wände behandelt. Das System sei symmetrisch; es ist alsdann zweckmäßig, die möglichen Belastungen in einen symmetrischen und einen komplementär-symmetrischen, d. h. sich mit seinem Spiegelbild zu null ergänzenden Zustand zu spalten. Für den Zustand a ist dies nur notwendig in bezug auf die Auflagerreaktionen und die unteren Eckmomente; denn man sieht ohne Kenntnis der folgenden Rechnung, daß die Bodenreaktion p ohne Rücksichtnahme auf die äußeren Kräfte des Rahmens eindeutig bestimmt ist durch das Drehungs- und Senkungsbestreben der unteren Ecken.

I. Belastung der Decken und Wände.

a) Symmetrie.

Als positiv gelten hier wie im folgenden die Pfeilrichtungen der Figur. V_a und M_a seien Auflagerdruck und Fußmoment des Teilzustandes a. Mit $x = \eta l$ findet man die Senkungen der Sohle zu

$$-y_a = M_a \frac{l^2}{E J_2} \frac{1 - 4\eta^2}{8}, \quad . \; . \quad (2$$

siehe Abb. 3a.

Abb. 3a.

Abb. 3b.

Für den Zustand b lauten die ganz allgemein gültigen Differentialgleichungen:

$$\varphi_b = -\frac{d y_b}{d x}; \quad M_b = -E J_2 \frac{d \varphi_b}{d x}; \quad Q_b = -\frac{d M_b}{d x}; \quad p = \frac{d Q_b}{d x} \quad (3$$

also auch

$$\frac{d^4}{d x^4} y_b = -\frac{p}{E J_2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (4$$

siehe Abb. 3b.

Die aus a und b resultierende Gesamtsenkung $y = y_a + y_b$ ist aber gleich $\frac{p}{E_0}$, so daß wir haben:

$$\frac{d^4}{d x^4}(y_a + y_b) = \frac{1}{E_0} \frac{d^4}{d x^4} p$$

und wegen

$$\frac{d^4}{d x^4} y_a = 0$$

und Gl. (4):

$$\frac{E J_2}{E_0} \frac{d^4}{d x^4} p + p = 0 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (5$$

Führt man ein

$$\frac{E\,J_2}{E_0} = c^4 \text{ und } x = c\,\xi\sqrt{2} \quad \ldots\ldots\ldots \; 6)$$

wo c eine Länge und ξ eine Ziffer, so wird

$$p + \frac{1}{4}\frac{d^4}{d\xi^4}\,p = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \; (7$$

Zur Lösung benutzen wir die von Dr. Freund in B. u. E. 1919, S. 107 vorgeschlagene $\mathfrak{E}$-Funktion:

$$\mathfrak{E}\,\xi = \mathfrak{Cof}\,\xi\cos\xi$$

und ihre Ableitungen:

$$\frac{d}{d\xi}\mathfrak{E}\,\xi = \mathfrak{E}'\xi;\quad \frac{d}{d\xi}\mathfrak{E}'\xi = \mathfrak{E}''\xi;\quad \frac{d}{d\xi}\mathfrak{E}''\xi = \mathfrak{E}'''\xi;$$

$$\frac{d}{d\xi}\mathfrak{E}'''\xi = \mathfrak{E}''''\xi = -4\,\mathfrak{E}\,\xi$$

und erhalten als allgemeingültige Lösung von (7);

$$p = A\,\mathfrak{E}\,\xi + B\,\mathfrak{E}'\xi + C\,\mathfrak{E}''\xi + D\,\mathfrak{E}'''\xi \quad \ldots\ldots \; (8$$

wie man sich durch Bildung der Ableitungen von (8) oder nach der vom Verf. in B. u. E. 1923, S. 283 gegebenen ausführlicheren Herleitung überzeugen kann. (Die $\mathfrak{E}$-Funktionen haben für Differentialgleichungen 4. Ordnung dieselbe Bedeutung wie die hyperbolischen bzw. trigonometrischen für solche 2. Ordnung und die logarithmischen für solche 1. Ordnung; bei dem häufigen Vorkommen von Differentialgleichungen der Form (7) in der Technik ist vielleicht die Anregung zum weiteren mathematischen Ausbau dieser Lösung am Platze. Man vergleiche nur die erhebliches Schreibwerk erfordernden Lösungen elastischer Probleme bei Verwendung der hyperbolischen oder gar trigonometrisch-logarithmischen Funktionen mit den sich bei Verwendung der $\mathfrak{E}$-Funktion ergebenden.) Es ist nun

$$\left.\begin{array}{ll}\mathfrak{E}\,\xi = \mathfrak{E}(-\xi); & \mathfrak{E}'\xi = -\mathfrak{E}'(-\xi);\\ \mathfrak{E}''\xi = \mathfrak{E}''(-\xi); & \mathfrak{E}'''\xi = -\mathfrak{E}'''(-\xi)\end{array}\right\} \quad \ldots\ldots \; (9$$

Die hier vorausgesetzte Symmetrie kann infolgedessen nur erfüllt sein, wenn $B = D = 0$ ist, wie sich durch Einsetzen von (9) in (8) zeigen läßt; zum gleichen Ergebnis wird man auch durch Betrachtung der für $\xi = 0$ verschwindenden Größen φ bzw. $\frac{dp}{d\xi}$ und Q bzw. $\frac{d^3p}{d\xi^3}$ geführt.

In der für Lastsymmetrie vereinfachten Lösung:

$$p = A\,\mathfrak{E}\,\xi + C\,\mathfrak{E}''\xi \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \; (10$$

sind nun die Konstanten zu ermitteln. Wir haben zunächst:

Gesamtsenkung $y = \frac{p}{E_0} = \frac{1}{E_0}(A\,\mathfrak{E}\,\xi + C\,\mathfrak{E}''\xi) \quad \ldots\ldots\ldots \; (11$

Teilsenkung $y_b = y - y_a = \frac{1}{E_0}(A\,\mathfrak{E}\,\xi + C\,\mathfrak{E}''\xi) + M_a\frac{l^2}{8}\,\frac{1-4\eta^2}{E\,J_2} \; (12$

Neigung $\frac{-d}{c\sqrt{2}\,d\xi}y_b = \varphi_b = \frac{-1}{E_0\,c\sqrt{2}}(A\,\mathfrak{E}'\xi + C\,\mathfrak{E}'''\xi) + M_a\frac{l\,\eta}{E\,J_2} \; (13$

Moment $-E\,J_2\frac{d\varphi_b}{dx} = M_b = \frac{c^2}{2}(A\,\mathfrak{E}''\xi - 4\,C\,\mathfrak{E}\,\xi) - M_a \quad \ldots \; (14$

Querkraft $-\frac{dM_b}{dx} = Q_b = \frac{-c}{\sqrt{8}}(A\,\mathfrak{E}'''\xi - 4\,C\,\mathfrak{E}'\xi) \quad \ldots\ldots \; (15$

Bodendruck $p = \frac{dQ_b}{dx} = -\frac{1}{4}(-4\,A\,\mathfrak{E}\,\xi - 4\,C\,\mathfrak{E}''\xi)$ wie zu erwarten.

Man sieht, daß bei Vorzeichenwechsel von ξ wegen de[r] Beziehungen (9) Senkung, Moment und Bodendruck un[-] verändert bleiben, dagegen Stabneigung und Querkraft ihre[n] Sinn umkehren. Für die rechte untere Rahmenecke erhalte[n] wir weiter mit

$$\frac{l}{2} = c\,\lambda\sqrt{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \; (1$$

$$\varphi_{b_\lambda} = \frac{-1}{E_0\,c\sqrt{2}}(A\,\mathfrak{E}'\lambda + C\,\mathfrak{E}'''\lambda) + M_a\frac{l}{2\,E\,J_2} \quad \ldots \; (1$$

und

$$M_{b_\lambda} = \frac{c^2}{2}(A\,\mathfrak{E}''\lambda - 4\,C\,\mathfrak{E}\,\lambda) - M_a \quad \ldots\ldots \; (1$$

$$Q_{b_\lambda} = -\frac{c}{\sqrt{8}}(A\,\mathfrak{E}'''\lambda - C\,\mathfrak{E}'\lambda) \quad \ldots\ldots\ldots \; (1$$

als Wirkung des Lastzustandes „b"; hierbei ist φ links drehend positiv gezählt. Zwischen φ_{b_λ} und M_{b_λ} läßt sich nun eine Beziehung daraus herleiten, daß das an den unteren Ecken in den oberen Rahmenteil übergehende Moment M_{b_λ} in demselben eine Verdrehung hervorruft, die gleich φ_{b_λ} ist und sich auf Grund der elementaren Rahmenstatik leicht bestimmen läßt; der Winkel, um den sich die untere Ecke verdreht bei Beanspruchung durch ein Moment „1" nach Abb. 4, ergibt sich nämlich mit den Abkürzungen wie bei Gehler (Der Rahmen) und unter Beachtung der Zugbandwirkung der Sohle zu

$$\varphi_1 = \frac{l}{2\,E\,J_0}\,\mu, \text{ wo } \mu = \frac{\nu(2+\nu)}{3+2\nu} \quad \ldots \; (20$$

φ

Abb. 4.

Aus $M_{b_\lambda} = \varphi_1 = \varphi_{b_\lambda}$ ergibt sich alsdann:

$$-\frac{1}{E_0\,c\sqrt{2}}(A\,\mathfrak{E}'\lambda + C\,\mathfrak{E}'''\lambda) + M_a\frac{l}{2\,E\,J_2}$$
$$= \frac{l}{2\,E\,J_0}\,\mu\,\frac{c^2}{2}(A\,\mathfrak{E}''\lambda - 4\,C\,\mathfrak{E}\,\lambda) - \frac{l}{2\,E\,J_0}\,\mu\,M_a$$

oder nach Umformung und mit $\frac{J_2}{J_0}\,\mu = \frac{\mu}{\omega} = \gamma$:

$$A\,\mathfrak{E}'\lambda + C\,\mathfrak{E}'''\lambda + \gamma\lambda(A\,\mathfrak{E}''\lambda - 4\,C\,\mathfrak{E}\,\lambda) = \frac{2\lambda}{c^2}(1+\gamma)\,M_a \;.\; (21$$

Eine zweite Beziehung zwischen A und C erhält man aus der Betrachtung der Reaktion V, welche in der Gesamtwirkung null ist, so daß $V_a + V_b = 0$ wird, wobei aber $V_b = -Q_{b_\lambda}$, also

$$Q_{b_\lambda} = V_a \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \; (22$$

Mithin ist $\qquad A\,\mathfrak{E}'''\lambda - 4\,C\,\mathfrak{E}'\lambda = -V_a\frac{\sqrt{8}}{c} \quad \ldots\ldots \; (23$

Zu den Gl. (21) u. (23) gehört als Nennerdeterminante:

$$\Delta = \mathfrak{E}'''^2\lambda + 4\,\mathfrak{E}'^2\lambda + 4\gamma\lambda(\mathfrak{E}'\lambda\,\mathfrak{E}''\lambda - \mathfrak{E}\,\lambda\,\mathfrak{E}'''\lambda) \quad \ldots \; (24$$

oder auch

$$\Delta = 4\,[\mathfrak{Cof}\,2\lambda - \cos 2\lambda + \gamma\lambda(\mathfrak{Sin}\,2\lambda + \sin 2\lambda)] \quad \ldots \; (25$$

und für A und C die Lösungen:

$$A\,\Delta = -(\mathfrak{E}'''\lambda - 4\gamma\lambda\,\mathfrak{E}\,\lambda)\frac{V_a\sqrt{8}}{c} + \frac{8\lambda(1+\gamma)}{c^2}\,\mathfrak{E}'\lambda\,M_a \;.\; (26$$

$$C\,\Delta = \frac{2\lambda(1+\gamma)}{c^2}\,\mathfrak{E}'''\lambda\,M_a + (\mathfrak{E}'\lambda + \gamma\lambda\,\mathfrak{E}''\lambda)\,V_a\frac{\sqrt{8}}{c} \;.\; (27$$

Für größere Werte λ, wo $\mathfrak{Sin}\,\lambda \cong \mathfrak{Cos}\,\lambda$ und $\frac{\sin\lambda}{\mathfrak{Cos}\,\lambda} \sim 0$

kann noch vereinfachend gesetzt werden:

$$\Delta = 4\,(1 + \gamma\lambda)\,\mathfrak{Cos}\,2\lambda \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (28$$

Nunmehr können nach den Gl. (10) bis (15) sämtliche benötigten Größen ermittelt werden.

b) Ko-Symmetrie.

Ein komplementär-symmetrischer Lastzustand erzeugt an den unteren Rahmenecken entgegengesetzt gleiche Momente M_a für das statisch unbestimmte Hauptsystem „a". Die Vorzeichenvereinbarungen können dieselben bleiben wie im Abschnitt Ia, wenn wir nur die rechte Systemhälfte betrachten, Abb. 5, und zwar erhält man für die Senkungen aus Zustand „a":

$$y_a = -\frac{M_a\, l^2}{12\, E\, J_2}\,(1 - 4\,\eta^2)\,\eta \;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (29$$

Für die aus den elastischen Bedingungen zu bestimmenden Bodenpressungen p gelten zunächst die gleichen Gesetze, wie aus den Gleichungen (3) bis (8) ersichtlich. Aus der Betrachtung der Beziehungen (9) oder auch der Größen M_b, y_b, p an der Stelle $\xi = 0$ erhellt nun, daß für den ko-symmetrischen Zustand die Glieder mit $\mathfrak{G}\,\xi$ und $\mathfrak{G}''\,\xi$ und damit die Konstanten A und C verschwinden müssen, so daß man als Lösung hat:

Abb. 5.

$$p = B\,\mathfrak{G}'\,\xi + D\,\mathfrak{G}'''\,\xi \;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (30$$

Hieraus resultiert weiter:

Gesamtsenkung $y = \frac{p}{E_0} = \frac{1}{E_0}(B\,\mathfrak{G}'\,\xi + D\,\mathfrak{G}'''\,\xi) \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (31$

Teilsenkung $y_b = \frac{1}{E_0}(B\,\mathfrak{G}'\,\xi + D\,\mathfrak{G}'''\,\xi) + \frac{M_a\, l^2}{12\, E J_2}\,\eta\,(1 - 4\,\eta^2) \;.\;. \quad (32$

Neigung $\varphi_b = \frac{-1}{E_0\, c\,\sqrt{2}}(B\,\mathfrak{G}''\,\xi - 4\,D\,\mathfrak{G}\,\xi) - \frac{M_a\, l}{12\, E\, J_2}(1 - 12\,\eta^2) \quad (33$

Moment $M_b = \frac{c^2}{2}(B\,\mathfrak{G}'''\,\xi - 4\,D\,\mathfrak{G}'\,\xi) - 2\,M_a\,\eta \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (34$

Querkraft $Q_b = c\,\sqrt{2}\,(B\,\mathfrak{G}\,\xi + D\,\mathfrak{G}''\,\xi) + \frac{2\,M_a}{l} \;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (35$

Bodendruck $p = B\,\mathfrak{G}'\,\xi + D\,\mathfrak{G}'''\,\xi$ (wie zu erwarten).

Bei Vorzeichenwechsel von ξ ändern wegen der Gleichungen (9) die Werte y, y_b, M_b, p ihr Vorzeichen, nicht dagegen φ_b und Q_b. Wir erhalten weiter für die Rahmenecke unten rechts:

$$\varphi_{b_\lambda} = \frac{-1}{E_0\, c\,\sqrt{2}}(B\,\mathfrak{G}''\,\lambda - 4\,D\,\mathfrak{G}\,\lambda) + \frac{M_a\, l}{6\, E\, J_2} \;.\;.\;.\;. \quad (36$$

$$M_{b_\lambda} = \frac{c^2}{2}(B\,\mathfrak{G}'''\,\lambda - 4\,D\,\mathfrak{G}'\,\lambda) - M_a \;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (37$$

$$Q_{b_\lambda} = c\,\sqrt{2}\,(B\,\mathfrak{G}\,\lambda + D\,\mathfrak{G}''\,\lambda) + 2\,\frac{M_a}{l} \;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (38$$

In ähnlicher Weise wie bei symmetrischer Last läßt sich nun eine Beziehung zwischen φ_{b_λ} und M_{b_λ} dadurch herleiten, daß zwei entgegengesetzt gleiche Momente „Eins" (Abb. 6),

Abb. 6. Abb. 6a.

an den unteren Rahmenecken auf den oberen Rahmenteil übertragen, eine Verdrehung φ_1 an diesen Ecken hervorrufen, die sich aus der elementaren Rahmenstatik zu

$$\varphi_1 = \frac{1}{E\, J_0}\,\bar{\mu} \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (39$$

bestimmt, wo

$$\bar{\mu} = \frac{1 + 6\,\nu}{6} \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (40$$

Aus $\varphi_{b_\lambda} = \varphi_1\, M_{b_\lambda}$ ergibt sich alsdann:

$$\frac{1}{E_0\, c\,\sqrt{2}}(B\,\mathfrak{G}''\,\lambda - 4\,D\,\mathfrak{G}\,\lambda) - \frac{M_a\, l}{6\, E\, J_2}$$
$$+ \frac{c^2}{2}\cdot\frac{1}{E\, J_0}\,\bar{\mu}\,(B\,\mathfrak{G}'''\,\lambda - 4\,D\,\mathfrak{G}'\,\lambda) - \frac{1}{E\, J_0}\,\bar{\mu}\, M_a = 0 \quad (41$$

Eine weitere Gleichung zwischen B und D ergibt die Betrachtung des fingierten Auflagers rechts, dessen Gesamtreaktion $V_a + V_b = 0$ ist. Hierbei ist noch zu beachten, daß die Querkraft im Scheitel (vgl. Abb. 6) $Q_s = -2\,\frac{M_{b_\lambda}}{l}$ ist, so daß man die Kräfte der Abb. 6a für das genannte Auflager erhält, woraus

$$V_a = Q_{b_\lambda} + \frac{2\, M_{b_\lambda}}{l} \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;. \quad (42$$

oder

$$c\,\sqrt{2}\,(B\,\mathfrak{G}\,\lambda + D\,\mathfrak{G}''\,\lambda) + \frac{2\,M_a}{l} + \frac{c^2}{l}(B\,\mathfrak{G}'''\,\lambda - 4\,D\,\mathfrak{G}'\,\lambda) - \frac{2\,M_a}{l} = V_a \quad (43$$

Mit $\bar{\gamma} = \frac{\bar{\mu}}{\omega}$ lassen sich die Gleichungen (41) und (43) auch schreiben:

$$B\,(\mathfrak{G}''\,\lambda + 2\,\bar{\gamma}\,\lambda\,\mathfrak{G}'''\,\lambda) - 4\,D\,(\mathfrak{G}\,\lambda + 2\,\bar{\gamma}\,\lambda\,\mathfrak{G}'\,\lambda) = M_a\, l\,\frac{2\,\bar{\gamma} + \frac{1}{3}}{c^3\,\sqrt{2}} \quad (44$$

und $$B\,(4\,\lambda\,\mathfrak{G}\,\lambda + \mathfrak{G}'''\,\lambda) + 4\,D\,(\lambda\,\mathfrak{G}''\,\lambda - \mathfrak{G}'\,\lambda) = \frac{1}{c^2}\,V_a \;.\;. \quad (45$$

Hieraus werden B und D am besten direkt numerisch bestimmt. Der weitere Rechnungsgang ist wie unter Ia.

Beispiel.

Es sei $l = h = 500$ cm, die gleichbleibende Stärke 30 cm, also $i = \frac{30^3}{12} = 2250\ \text{cm}^4/\text{cm}$; E_0 wird zu 15 kg/cm³ angenommen[1]), E zu 210000 kg/cm².

[1]) Andere Autoren haben gezeigt, daß die Wahl von E_0 ohne großen Einfluß auf das Ergebnis ist.

Dann wird $c^4 = \frac{E\,i}{E_0} = 3\,150\,000$, $c = 75$ cm, $\lambda = 2{,}37$, ferner $\nu = 1$, $\omega = 1$ (s. Gehler) und $\gamma = \frac{2(2+\nu)}{3+2\nu} = 0{,}6$. Für den auf 2 Stützen ruhenden Kastenrahmen (Zustand a) ergeben die Gehlerschen Tafeln:

1. für Deckenlast: oben: $M_{A,B} = -0{,}052\,q\,l^2$,
   unten: $M_{C,D} = +0{,}0104\,q\,l^2$,

2. für dreieckförmige Wandlast:
   oben: $M_{A,B} = +0{,}0188\,w\,h^2$,
   unten: $M_{C,D} = +0{,}0229\,w\,h^2$.

Die im herkömmlichen Verfahren angenommene rechteckige Bodenpressung gleich der Deckenlast erzeugt:

oben: $M_{A,B} = +0{,}0104\,q\,l^2$,
unten: $M_{C,D} = -0{,}052\,q\,l^2$,

während der Seitendruck eine Bodenpressung überhaupt nicht hervorrufen kann, solange man verlangt, daß diese linear verteilt sei.

Abb. 7.

Unter Benutzung der Freundschen Tafeln für $\mathfrak{C}_\lambda$ usw. erhält man nun nach Gleichungen (24), (26), (27):

$$1000\,A = -1{,}525\,V_a - 0{,}0747\,M_a$$
$$1000\,C = +\frac{0{,}264}{1000}\,M_a - 1{,}245\,V_a$$

wo M_a und V_a die bekannten Wirkungen aus Zustand „a". Dies in Gl. (18) eingesetzt, gibt:

$$M_{b_\lambda} = -0{,}0454\,V_a\,l + 0{,}555\,M_a$$

Insbesondere erhält man für Deckenlast ein Zusatzmoment infolge Bodendruck (Zustand b) von

$$M_{b_\lambda} = -\frac{1}{2}\,0{,}0454\,q\,l^2 + 0{,}555 \cdot 0{,}0104\,q\,l^2 = -0{,}0169\,q\,l^2$$

in der unteren Rahmenecke, während die obere

$$-\frac{1}{5}\,M_{b_\lambda} = +0{,}0034\,q\,l^2$$

erhält.

Für Seitenlast findet man

$$M_{b_\lambda} = +0{,}555 \cdot 0{,}0229\,w\,h^2 = +0{,}0127\,w\,l^2$$

Die Abb. 7 zeigt in den schraffierten Flächen deutlich die teilweise erheblichen Unterschiede zwischen hier gebrachtem und dem üblichen Verfahren.

II. Belastung der Sohle.

Für den Fall einer linear verteilten Belastung g **über ganze Sohlenbreite** ist die Bodenpressung p ebenso groß. Denn es gilt zunächst für den geraden Stab auf elastischer Unterlage, daß für $p = g$, also $p - g = 0$, die äußere Arbeit gleich null ist; wegen der linearen Bodenpressungs- und Senkungskurve bleibt aber der Stab gerade, und somit verschwindet auch die innere Arbeit, sodaß $A_a + A_i = 0$ jedenfalls ein Minimum und die Behauptung $p = g$ richtig ist. Betrachtet man den erwähnten Stab nun als statisch unbestimmtes Hauptsystem, so ist — da seine Endquerschnitte sich gegeneinander nicht verdrehen — kein Grund für ein Formänderungsbestreben bzw. eine Beanspruchung im oberen Rahmenteil vorhanden, so daß ganz allgemein **für ein irgendwie gestaltetes Rahmensystem unter linearer Sohlenvollast $p = g$ gilt**, d. h. die seither üblichen Annahmen gelten auch mit Berücksichtigung der Bodenelastizität. Wasserdruck, Eigengewicht usw. sind hierdurch erledigt.

Für Belastung nach anderen Gesetzen (z. B. Schienen auf Langschwellen) empfiehlt sich wieder Trennung in Symmetrie und Ko-Symmetrie. Der Gedankengang ist alsdann folgender: Hauptsystem ist der elastisch gebettete Stab, φ_0 sein etwa nach Dr. Freund zu ermittelnder Endverdrehungswinkel unter den gegebenen Lasten. Das als Überzählige aufgefaßte, in den unteren Rahmenecken angreifende Moment M erzeugt im oberen Rahmenteil bei Symmetrie die Verdrehung:

$$\varphi_{10} = \frac{l\,\mu}{2\,E\,J_0}\,M,$$

in der Sohle:

$$\varphi_{1\,u} = -\frac{c\sqrt{2}}{E\,J_2} \cdot \frac{\mathfrak{C}'^2\lambda + \frac{1}{4}\,\mathfrak{C}'''^2\lambda}{\mathfrak{C}'\lambda \cdot \mathfrak{C}''\lambda - \mathfrak{C}\lambda \cdot \mathfrak{C}'''\lambda}\,M;$$

Buchstabenbedeutung wie im Abschnitt I.

Aus der Kontinuitätsbedingung $\varphi_0 = \varphi_{10} - \varphi_{1\,u}$ läßt sich dann M ermitteln. Bei ko-symmetrischer Sohlenlast ist die Rechnung ganz ähnlich.

Zum Schluß noch eine Bemerkung über den Rahmen mit hinterfüllten Ständern. Prof. Hayashi bringt in den §§ 77—79 seiner Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage eine Lösung für hinterfüllte Portalrahmen mit und ohne Fußgelenke, die ohne grundsätzliche Schwierigkeiten für den an 3 Seiten von der Erde berührten Kastenrahmen erweitert werden könnte. Die von Hayashi gemachte Annahme, daß der Seitendruck auf die Ständer proportional sei der Ausbiegung derselben ($p = E_0\,y$), führt aber notwendig zu falschen Ergebnissen und ergibt z. B. für die Fußpunkte $p = 0$. Der Seitendruck kann eben nie weniger als der (von der Riegellast unabhängige) aktive Erddruck und nie mehr als der passive Erdwiderstand sein, so daß die **Ausgangsgleichung $p = E_0\,y$ für hinterfüllte Ständer nicht verwendbar** ist und eine etwa mögliche rechnerische Lösung des Problems bedeutend schwieriger wird.

Es ist klar, daß der hier gegebene Gedankengang auch auf andere als rechteckige Rahmenformen und auf solche mit Zwischenstützen sinngemäß übertragen werden kann.

NEUERE ARBEITSWEISEN BEI DER AUFSTELLUNG VON EISENBAUWERKEN.

Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.

(Fortsetzung von S. 516.)

Der Standbaum besitzt mehrere große Nachteile; bei der Eigenart seines Aufbaues darf seine Ausladung nur gering sein, andernfalls werden die auf ihn wirkenden, von der Last herrührenden Biegungsmomente zu groß, und damit wird die Stärke des Mastes zu erheblich. Die Lasten fahren infolge der geringen Ausladung beim Hochziehen dicht am Masentlang. Erreicht nun das Werkstück eine nicht einmal nennenst werte Breite, so tritt die Gefahr ein, daß dasselbe den Mast berührt, was bei Holzmasten zwar nicht sehr bedenklich ist; bei eisernen Masten können sich die Arbeitsstücke aber leicht an den vorspringenden Nieten und vor allem den Schrauben festsetzen. Werden nun zudem noch mechanisch betätigte Winden benutzt, und haben diese, was meistens der Fall ist, ihren Standort in einiger Entfernung vom Mast, so ist leicht Leben und Gut gefährdet. Man kann allerdings bis zu einem gewissen Grade Abhilfe schaffen, indem man den Mast mit der Spitze nach vorn neigt, jedoch treten alsdann am Kopf und Fuß größere wagerechte Kräfte auf, deren Aufnahme unbequem ist. Bei größerer Länge und größerer Tragfähigkeit ist das Verschieben des Mastes zeitraubend und teuer. Nun muß aber der Standbaum fast bei jedem einzelnen Werkstück seinen Standort wechseln. Die Kosten der Montage werden dadurch bei seiner Verwendung in unerwünschter Weise verteuert. Demgegenüber besitzt der Schwenkmast den Vorteil eines großen Arbeitsfeldes, er bestreicht durch Drehen, Heben und Senken seines Auslegers einen großen Teil der Baustelle. Der Ausleger wird bei richtiger konstruktiver Durchbildung nur durch eine in seiner Achse angreifende Kraft belastet, lediglich sein Eigengewicht beansprucht ihn auf Biegung, er kann daher leichter gehalten werden als ein Standbaum. Bei dem letzteren ist es, namentlich bei den schweren Lasten, erforderlich, diese vor dem Hochziehen an seinen Fuß zu bringen; die Arbeitsleistungen für die Förderung der Werkstücke auf der Baustelle sind daher erheblich, der Ausleger des Schwenkmastes kann dagegen die Arbeitsstücke innerhalb seiner Greifweite an jeder beliebigen Stelle aufnehmen und an jeder beliebigen Stelle einbauen. Die Arbeitsstücke hängen fernerhin vollständig frei, ihre Bewegungsmöglichkeit ist nach allen Richtungen ungehindert, die Gefahr des Hängenbleibens am Hebezeug

Abb. 38.

Abb. 39.

ist ausgeschlossen. Mit Rücksicht auf sein großes Arbeitsfeld braucht der Schwenkmast auch nicht annähernd so häufig versetzt werden wie der Standbaum. Alle diese Vorzüge geben dem Schwenkmast eine wirtschaftliche Überlegenheit über den Standbaum, so daß es verwunderlich erscheinen muß, daß seine Einführung in Deutschland verhältnismäßig spät erfolgt ist. Allerdings verlangt die Bedienung der Schwenkmaste einen umsichtigen Richtmeister und eine gut eingearbeitete Mannschaft. Gefährlich ist vor allem das Schiefstehen der Drehsäule; der Ausleger hat in diesem Falle die Neigung, sich selbsttätig zu verschwenken, ein Umstand, der bei unaufmerksamer Bedienung der den Ausleger seitlich haltenden Züge schon oft zum Durchgehen des Auslegers und zum Umwerfen des ganzen Gerätes Veranlassung gegeben hat.

Abb. 41.

Die konstruktive Ausbildung der Schwenkmaste ist recht verschiedenartig, für kleinere Lasten bevorzugt man noch vielfach die Herstellung in Holz. Eine solche Ausführung ist im Vordergrunde der Abb. 38, auf welcher die Aufstellung des Baumes für ein Martinwerk durch Krupp, Rheinhausen, festgehalten ist, erkenntlich. Im Hintergrund ist ein aus Eisen hergestelltes Gerät für schwere Lasten tätig. Zu beachten ist, daß die Hebezeuge außerhalb des Gebäudes aufgestellt sind; die Herstellung der Fundamente für die Öfen, die Gaskanäle usw. konnte somit gleichzeitig mit der Errichtung der Eisenkonkstrution vor sich gehen, auch ging man den Schwierigkeiten, welche die fertigen Fundamente dem Aufstellen und Verschieben der Maste bereiteten, aus dem Wege. Zur Aufstellung des Daches wurde einer der elektrischen Martinwerkskräne, die nach der Fertigstellung der Kranbahn eingebaut waren, benutzt. Auf ihm wurde das Hebezeug zum Ziehen der Binder, Pfetten usw. aufgebracht; der Kran übernahm dabei das Fördern der Eisenteile von den Giebeln aus zur Einbaustelle. Es sei noch auf das eiserne Traggerüst für die Montage der weitgespannten Kranträger, unter denen die Martinöfen ihren Platz haben, aufmerksam gemacht. Ihr beträchtliches Gewicht betrug 150 t. Kranträger von ähnlichem und gleichem Gewicht fanden in neuzeitlichen Martinwerksbauten häufiger Verwendung. Um die Reichweite des Hebezeuges zu erhöhen, ist die Anbringung eines leichten Schnabels an der Spitze des Auslegers sehr zweckmäßig, er ist beim Einbauen von Pfetten, Verbänden u. dgl. namentlich dann von Nutzen, wenn über schon stehende Gebäudeteile hinweggearbeitet werden muß, wie Abb. 39 die Aufstellung eines großen Lagerhauses durch Krupp, Rheinhausen, zeigt. Eilers, Hannover, benutzte bei der Errichtung einer Lokomotivwerkstatt einen Schwenkmast, dessen Drehsäule erheblich kürzer gehalten ist als der Ausleger (Abb. 40); die Aufstellung eines solchen Gerätes ist zwar sehr einfach, jedoch treten bei dieser Ausführungsart in dem Seilzuge zum Heben und Senken des Auslegers und in den Rückhaltseilen für die Schwenksäule große Kräfte auf, welche die Winde für die Hub- und Senkbewegung des Auslegers außerordentlich stark beanspruchen und eine sehr kräftige Verankerung der Drehsäule erforderlich machen.

Abb. 42.

Einzelne Werke sind, um die Standsicherheit des Schwenkmastes zu erhöhen, dazu übergegangen, die Drehsäule durch einen als Fachwerk durchgebildeten Turmaufbau zu ersetzen. Solche Türme hat Lauchhammer zur Aufstellung einer Messehalle[7]) benutzt und dabei den Auslegerfuß am Turmfuß gelagert (Abb. 41), während Eggers, Hamburg, beim Bau einer Luftschiffhalle den Ausleger nicht weit von der Turmspitze angeordnet hat (Abb. 42); der Ausleger konnte damit zwar kürzer und leichter gehalten werden, jedoch mußte der Turm dementsprechend stärker dimensioniert werden als bei Lauchhammer.

Abb. 40.

Abladen der Säulen

Aufstellen der Säulen

Abb. 44.

4700
5600
7400
1310
9510
2500
45000
48000
1500
Dampf-Antrieb
Elektr. Antrieb
Spur 5420

Abb. 43.

Der schon seit langem zum Versetzen von Werksteinen beim Hochbau benutzte fahrbare Turmdrehkran ist durch die Demag, Duisburg, zu einem vorzüglichen Gerät zur Aufstellung von Hochbauten durchgebildet worden. Er wird sowohl mit Dampfantrieb als auch mit elektrischem Antrieb geliefert, das Windwerk dient als Gegengewicht für die Nutzlast (Abb. 43), der Kran ist schon bis 50 m Höhe ausgeführt und arbeitet selbst bei dieser Länge ohne Fangtaue einwandfrei und sicher; er ist mit zwei Satz Rädern ausgerüstet, kann also längs und quer fahren. Durch die Erbauerin ist er bei einem großen Magazinbau mit Vorteil verwendet worden[8]).

Bei den Hochbaumontagen finden Portalkräne nur selten

[7]) S. Bauing. 1924, S. 647.

[8]) S. Bauing. 1925, S. 53.

Verwendung, es müssen gewisse Voraussetzungen in der Beschaffenheit der Baustelle vorhanden sein, wenn ein derartiges Hebezeug mit Nutzen arbeiten soll. Diese Voraussetzungen

Abb. 45.

sind aber nicht immer gegeben. Es muß neben den Längswänden des zu errichtenden Baues ausreichend Platz für die Stützen des Portals vorhanden sein, auch muß der Kran an den Giebeln genügend Raum finden, um die Bauglieder derselben einbauen zu können, das Gebäude muß also nach allen Seiten freistehen. Nachteilig ist ferner, daß das gesamte Material entweder dem Kran zugeführt, oder daß der Kran mit der Last verfahren werden muß. Dadurch wird das Arbeiten mit demselben fraglos gegenüber demjenigen mit dem Schwenkmast erschwert. Beuchelt & Co., Grünberg, benutzte einen Portalkran beim Bau einer Kesselschmiede (Abb. 44). Recht beachtenswert ist die Art und Weise, wie das Werk die Verladung der mit großen Fußplatten ausgerüsteten Stützen vornahm. Diese besaßen Abmessungen, die eine Verladung auf einen Plattformwagen nicht zuließen. Es wurden nun zwei Stützen mit den aneinanderliegenden Fußplatten verschraubt und der so gebildete Körper auf zwei Schemelwagen verladen. Die Fuß-

Abb. 46.

konstruktionen schwebten frei zwischen den Wagen, die gesamte Höhe des Verladeprofils konnte so ausgenutzt werden. Vor dem Abladen wurden die verbundenen Füße durch ein Klotzlager abgestützt, alsdann wurde die Verbindung derselbe[n] gelöst, und die Stützen konnten nun einzeln abgehoben werden. Die Stützen wurden dabei mittels einer Hilfskonstruktion i[m] Schwerpunkt angeschlagen, da[s] Aufrichten wurde damit außer[-] ordentlich erleichtert, auch wurd[e] jedes Schlagen der Last ver[-] mieden. Eine Aufnahme der Bau[-] stelle zeigt Abb. 45.

Eine besondere Arbeitsweis[e] ist für die Aufstellung der große[n] Erz- und Kohleverladebrücke[n] ausgebildet worden. Wollte ma[n] derartige Brücken, was naheliegt, auf einem festen Gerüst montieren, so würden dessen Kosten eine untragbare Höhe erreichen, liege[n] doch die Untergurte der Brücke[n] auf 20 m Höhe und mehr übe[r] dem Erdboden, während ihre Läng[e] 150 m erreicht. Zudem reiche[n] die Brücken vielfach bis 40 m übe[r] den Rand des Kais, auf welchem si[e] arbeiten, hinaus. Man ist deshal[b] dazu übergegangen, die Brücke[n] auf dem Boden zusammenzubauen und dann soweit zu verschieben, daß sie um das Maß ihre[r] künftigen Ausladung über das Ufer hinausragen. Man hebt sie dann als Ganzes hoch und fügt, sobald die endgültige Höhenlage erreicht worden ist, die

Abb. 47.

Stützen an. Lauchhammer benutzte für das Hochziehen Hubtürme (Abb. 46), während die Demag, Duisburg, die Hubvorrichtung auf den Riegel der als Halbrahmen ausgebildeten

Füße setzte (Abb. 47). Die konstruktive Ausbildung der Verladebrücke war im letzteren Falle dem Montagevorgang angepaßt, die gewählte Lösung führt zweifelsohne zu den geringsten Aufstellungskosten, ohne daß dabei das Gewicht der Eisenkonstruktion mit Rücksicht auf den Montagevorgang erhöht zu werden braucht.

Bei dem beträchtlichen Gewicht der zu hebenden Last — es handelt sich um 600 t — wurden hydraulisch betätigte Hebezeuge verwendet. Das Heben kann mit diesen Vorrichtungen naturgemäß nicht in einem Zuge erfolgen, vielmehr wird die Last in Absätzen, welche der Hubhöhe der hydraulischen Hebeböcke entsprechen, gehoben und nach jedem Spiel derselben abgefangen, um die Kolben der Hebeböcke absenken und wieder ansetzen zu können. Bei diesem Verfahren ist die Verwendung von Ketten oder dergl. naturgemäß ausgeschlossen, die Last hängt vielmehr am breiten, mit Bolzenlöchern versehenen Hängeeisen. Der Abstand der Löcher ist etwas geringer als der Hub der Hebeböcke; durch Umstecken der Bolzen wird die Last während des Hebens auf die Hubkolben gelagert und während des Absenkens derselben von dem Portalriegel aufgenommen. Das gleiche

Abb. 49.

Hubverfahren benutzte Krupp, Rheinhausen, ebenfalls beim Bau von Verladebrücken.

Das Bestreben, schon in größerem Umfange zusammengebaute Bauteile als Ganzes einzubauen, hat auch bei Dächern Eingang gefunden. So hat Jucho, Dortmund, beim Bau einer Luftschiffhalle je zwei Dachbinder mit Pfetten, den zugehörigen Verbänden und den Holzsparren auf dem Hallenfußboden zusammengebaut und mit Hilfe von vier Drahtseilzügen, die an den Binderfüßen angriffen und an den Stützenköpfen befestigt waren, hochgezogen. Das Aufrichten der Stützen erfolgte durch Schwenkmaste, die von fahrbaren Holzgerüsten getragen wurden (Abb. 48). Die Entfernung der Binder betrug 16 m. Die als Fachwerk ausgebildeten Pfetten kragten in die 8 m breiten Nachbarfelder soweit hinein, daß in diesen Feldern quer zur Längsachse des Gebäudes laufende Schlitze in der gesamten Hallenbreite frei blieben, welche mit Oberlichtern überbaut wurden. In diesem Falle war die Dach- und Stützenkonstruktion dem Montagevorgang angepaßt. In neuerer Zeit hat dasselbe Werk die gleiche Arbeitsweise beim Aufstellen eines Stahlwerks angewendet (Abb. 49), ohne dabei von der üblichen Ausführungsweise der Dachkonstruktion abzuweichen. Als Hebezeug fand ein Schwenkmast, der keinerlei Besonderheiten aufwies, Anwendung. Die als Ganzes hochgezogenen Dachabschnitte bestanden aus zwei Bindern nebst den Pfetten, Verbänden und Oberlichtern, zum Anschlagen der Last diente eine kräftige Traverse, die unter die mittelsten Knotenpunkte der Obergurte faßte, während der Kloben des Seilzuges in der Mitte der Traverse angriff; die Pfetten zwischen den Dachabschnitten wurden besonders eingebaut. Das Verfahren hat sich als durchaus wirtschaftlich erwiesen.

Abb. 48.

Seibert, Saarbrücken, ist in dieser Richtung noch einen großen Schritt weitergegangen. Er hat bei mehreren Luftschiffhallen das Dach und die Wände in Feldern von 12 m Breite auf dem Erdboden zusammengebaut und mit Holzbekleidung, Fenstern, Dacheindeckung, Oberlichtern, Rinnen usw. versehen (Abb. 50). Die so vorbereiteten Tafeln wurden von einem fahrbaren Gerüst aus hochgestellt und am Stoß in geeigneter Weise durch Gelenke miteinander verbunden. Nachdem alsdann den Wandteilen durch Einbauen der Außenstreben der nötige Halt verliehen war, konnten die beiden zueinander gehörenden Dachhälften aufgeklappt und im First zum Eingriff gebracht werden. Auch die großen Einfahrtore sind in der gleichen Weise mit ihrer Verkleidung auf dem Boden liegend fertiggestellt und in diesem Zustand eingebaut worden (Abb. 51). Das fahrbare Einbaugerüst war unter Benutzung der entsprechend durchgebildeten Torträger und anderer Bauglieder der Hallen hergestellt worden. Es kann keinem Zweifel unterliegen, daß die geschilderte Bauweise zu einer beachtenswerten Beschleunigung der Bauausführung geführt hat.

Die Errichtung von Luftschiffhallen, zu deren Aufstellung aus naheliegenden Gründen stets nur eine sehr kurze Bauzeit verfügbar war, hat die Montagetechnik um sehr interessante Arbeitsweisen bereichert; es seien zwei derselben einer kurzen Betrachtung unterzogen. Seibert, Saarbrücken, baute die aus Dreigelenkbindern bestehende Tragkonstruktion einer einschiffigen Luftschiffhalle auf dem Erdboden liegend in einer Reihe in der Längsachse des Gebäudes so zusammen, daß die Füße der Dreigelenkbinder auf ihren Fundamenten lagen (Abbildung 52). Er richtete dann die beiden ersten Binder mittels zweier eiserner Standbäume nacheinander auf, verband sie durch die Längsverstrebung der Halle zu einem widerstandsfähigen Baukörper und benutzte den nun stehenden Bauteil zur Anbringung der Seilzüge, mittels welcher der dritte Binder aufgekippt wurde. Es wurde nun von Binder zu Binder in der gleichen Weise vorgegangen (Abb. 53), bis die Halle vollendet war; zum Schluß wurden die Tore eingebaut. Auch diese Arbeitsweise erlaubt, die Bauzeit auf ein Mindestmaß herabzudrücken.

Abb. 50.

Einen anderen Weg beschritt die Gutehoffnungshütte, Sterkrade, beim Aufstellen einer zweischiffigen Halle von 100 m Stützweite. Sie versandte die Binderteile in solchen Abmessungen, wie es die Verlademöglichkeit zuließ, zum Bauplatz und baute die Binder in Gruppen von je vier Stück, zusammen; dabei wurden die Dachteile, von dem First ausgehend, auf einer in der Hallenmitte angeordneten Arbeitsbühne zusammengefügt. Sobald die Dach- und Mansardenkonstruktion im Aufbau vollendet war, wurde die richtige Lage der Binderkonstruktion durch Zugstangen, die nach der Vollendung des Baues wieder entfernt wurden, gesichert. Nun wurden Dach und Mansarden als Ganzes mit elektrisch betätigten Seilzügen, die an starke Hebeböcke angeschlagen waren, absatzweise soweit angehoben, daß die Füße der Hallenkonstruktion stückweise untergebaut werden konnten und dieses Verfahren bis zur Vollendung der Konstruktion durchgeführt (Abb. 54). Die Bindergruppen wurden an der gleichen Stelle zusammengebaut, nach ihrer Fertigstellung mit Fahrwerken versehen, auf diesen nach ihrem endgültigen Standort verschoben und auf die Fundamente gesetzt. Die Aufwendungen für die Einbauvorrichtungen hielten sich bei dieser Arbeitsweise in sehr engen Grenzen.

Im Hochbau findet sich nun in selteneren Fällen die Gelegenheit, den freien Vorbau anzuwenden. Harkort, Duisburg, benutzte ihn, durch die örtlichen Verhältnisse veranlaßt, beim Bau einer Hochofenbegichtungsanlage. Die Konstruktion besteht aus starken Fachwerkstützen, auf welchen schwere Fachwerkträger, die die Fahrbahn für die Begichtungskatze aufnehmen, gelagert sind. Die Katze hebt die Begichtungskübel von der Hüttensohle an und setzt sie auf die Einfüllöffnung der Hochöfen, die unter der Kranlaufbahn liegen, ab. Die Hochöfen einschließlich ihrer Nebenanlagen waren beim Beginn der Aufstellung der Begichtungsanlage vorhanden, die einfachere Möglichkeit, die Laufbahnträger auf der Hüttensohle zusammenzubauen und hochzuziehen, war im vorliegenden Falle wegen Raummangels nicht gegeben. Es mußte zum freien Vorbau der Laufbahnträger als der einzig möglichen Arbeitsweise gegriffen werden (Abb. 55).

Abb. 51.

Verstärkungen von Hochbauten kommen wesentlich seltener zur Ausführung als Verstärkungen von Brücken; sie bieten auch in der Regel nicht die großen Schwierigkeiten wie diese. Die Möglichkeit, den Betrieb für die Vornahme der Arbeiten zu unterbrechen, ist zum mindesten während des Sonntags gegeben. Wenn es sich aber darum handelt, Bauwerke, die den Anforderungen des Betriebes nicht mehr gewachsen sind, zu entfernen und durch neue zweckentsprechendere zu ersetzen, ohne daß der Betrieb eine Störung oder Unterbrechung erfahren darf, sind die gestellten Aufgaben im Hochbau mindestens so schwierig und verantwortungsreich wie im Brückenbau, wie an Hand einiger Beispiele erläutert sei.

Die Entwicklung des Kohlenbergbaues ist mit dem ständigen Wachsen der Förderleistung der einzelnen Schächte verbunden. Für die Wirtschaftlichkeit einer Kohlenzeche ist die Größe der mittels eines Schachtes in der Schicht geförderten Kohlenmenge einer der ausschlaggebenden Faktoren. Es tritt daher bei den vorhandenen Anlagen sehr häufig die Notwendigkeit ein, die Schachtleistung zu erhöhen; eine Unterbrechung des Betriebes ist dabei aus naheliegenden Gründen unmöglich. Um den beabsichtigten Zweck zu erreichen, wird fast stets zur Auswechslung des Fördergerüstes und des Schachtgebäudes gegriffen werden müssen. Den Schachtquerschnitt und damit den Querschnitt der Förderkörbe zur Aufnahme einer größeren Zahl von Förderwagen zu vergrößern, ist unmöglich; es muß vielmehr die Anzahl der Bühnen im Förderkorb, auf welchen die Förderwagen aufgestellt werden, vermehrt werden, damit die bei der einzelnen Fahrt des Korbes geförderte Kohlenmenge anwächst. Die Länge der Förderkörbe nimmt damit beträchtlich an Größe zu. Um die Förderwagen über Tage gleichzeitig aus den verschiedenen Abteilungen des Korbes abziehen zu können, muß die Zahl der Hängebänke im Schachtgebäude vermehrt werden, der Förderturm muß dementsprechend ebenso wie das Schachtgebäude erhöht werden. Mit welcher Sorgfalt und Vorsicht bei derartigen Arbeiten vorgegangen werden muß, bedarf keiner eingehenden Begründung. Abb. 56 zeigt die Auswechslung eines Fördergerüstes und eines

Abb. 52.

Abb. 53.

Abb. 54.

Schachtgebäudes durch Jucho, Dortmund. Das neue Fördergerüst ist um bzw. oberhalb des alten Gerüstes fast vollendet, die Vorbereitungen zum Einbau der Streben des neuen Gerüstes sind getroffen, mit der Einfügung derselben ist die Fertigstellung des neuen Gerüstes vollendet. Das alte Gerüst ist noch in vollem Betriebe. Im vorliegenden Falle wurden die Pfingstfeiertage dazu benutzt, um vor allen Dingen den Kopf des alten Gerüstes mit seinen Seilscheiben soweit zu entfernen, daß die Seile der neuen Förderung aufgelegt und die Wege für dieselben frei gemacht werden konnten. Der Schachtbetrieb wurde während der gesamten Bauarbeiten aufrechterhalten.

Das Heben eines Maschinenhausdaches wurde durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade, mit den neuartigen, hydraulisch betätigten Hebeböcken Perpetuum unter Verwendung von Klotzlagern erledigt, ohne den Ausbau des Raumes wesentlich zu behindern.

Von wesentlicher Bedeutung für die Arbeitsweise auf einer Baustelle und die Kosten der Ausführung kann die geschickte Ausnutzung der Besonderheiten einer Baustelle sein; aus diesen lassen sich nicht nur interessante, von den üblichen abweichende Arbeitsvorgänge, sondern auch große Ersparnisse an Löhnen, Gerüsten und dergl. gegenüber den alltäglichen Ausführungen gewinnen. Auf einige besonders charakteristische Beispiele sei hier hingewiesen.

Die eingleisige Brücke über die Eider bei Friedrichstadt war auszuwechseln, gleichzeitig sollte eine weitere eingleisige Brücke eingebaut werden; die letztere wurde, um den gesamten Umbau in einfachster Weise durchzuführen, in der üblichen Weise erstellt und in Betrieb genommen. Für die nun folgende Auswechslung der alten Brücke, die unter Beibehaltung des eingleisigen Betriebes der Strecke erfolgen konnte, bediente

Abb. 55.

sich die Königs- und Laurahütte, Königshütte, der alten Brücke als Gerüst für die Aufstellung der neuen Brücke und demontierte dann die erstere, indem sie die vollendete neue Brücke als Gerüst für den Abbau verwandte. Diese Arbeitsweise wurde durch den Umstand, daß die vorhandene Brücke wesentlich höhere Hauptträger besaß als die neue, sehr erleichtert, andererseits reichte aber der Platz zwischen den Hauptträgern der alten Brücke nicht aus, um die neue Brücke aufzunehmen. Es ergab sich die Notwendigkeit, die Hauptträgerentfernung um 1,6 m zu erhöhen und die Fahrbahn der alten Brücke dementsprechend zu verbreitern. Die Ausführung dieser Arbeit erfolgte in der Weise, daß der neben dem neuen Überbau liegende Hauptträger des alten Überbaues an seiner Stelle verblieb und mit dem neuen Nachbarträger gegen Umkanten verbunden wurde; die Fahrbahn und die Windverbände wurden von dem abgestützten Hauptträger gelöst und in geeigneter Weise gegen Absinken der freien Enden geschützt. Nunmehr konnte der äußere Hauptträger einschließlich der noch mit ihm verbundenen Fahrbahn und Windträger verschoben werden; die Sicherung der Konstruktion gegen Kippen während des Verschiebevorganges erfolgte durch Verlängerungen der Riegel des oberen Windverbandes, die den Zusammenhang der beiden Hauptträger aufrecht erhielten (Abb. 57). Die Fahrbahn wurde nun durch Einbau von Zwischenstücken an den Querträgern ergänzt, ferner wurden die Diagonalen der Verbände durch neue ersetzt. Auf der auf diese Weise zu einem eisernen Gerüst umgewandelten alten Brücke erfolgte die Aufstellung der neuen, indem die Obergurte der ersteren als Laufbahn für die Hebezeuge dienten. Der Abbruch der alten Brücke geschah unter Benutzung der neuen fertiggestellten ohne besondere Schwierigkeiten, ebenso das Einbringen der letzteren in ihre endgültige Lage durch Verschieben und Absenken. Bei der Länge des Brückenzuges und der Größe der in Frage kommenden Überbauten — einige besitzen 90 m Stützweite — ergeben sich bei der geschilderten Bauweise sehr erhebliche Ersparnisse gegenüber der Verwendung der üblichen Bockgerüste, die in diesem Falle auf Rammpfähle hätten gegründet werden müssen.

Abb. 56.

Abb. 57.

Sehr große Dienste können bei Bauausführungen, die an den Ufern unserer großen Flüsse erfolgen, die Schwimmkräne der Werften leisten. So beförderte Eggers, Hamburg, eine Fußgängerbrücke von 30 m Stützweite mit einem solchen über den Hamburger Hafen (Abb. 58). Diese Firma benutzte auch zur Montage des Kopfträgers einer Werftkabelkrananlage einen Schwimmkran (Abb. 59). Welche außerordentliche Verbilligung der Montagekosten bei diesem Verfahren möglich war, bedarf keiner Erörterung. Gollnow & Sohn. Stettin, baute die fertigen Vorderteile der Klappen einer zweiteiligen Klappbrücke in gleicher Weise ein (Abb. 60). Auch hierbei ergaben sich wesentliche Ersparnisse aus dem Umstand, daß die Klappe in großem Umfange auf dem Erdboden vollendet werden konnte; der Zusammenbau und das Nieten waren leichter durchzuführen als auf der eigentlichen Baustelle; auch wurden Gerüste fast vollständig entbehrlich. Die Demag, Duisburg, benutzte zur Montage eines Schwerlasthammerkranes zwei hochtragende fahrbare Werftkrane (Abb. 61). Zum Heben schwerer Teile wurden die Hubkräfte beider Krane durch eine Traverse gekuppelt.

Abb. 58.

Abb. 59.

Abb. 60.

Abb. 61.

In beachtenswerter Weise versetzte Jucho, Dortmund, zwei große Ölbehälter von Nordenhamm nach Oslebshausen bei Bremen. Eine Prüfung der Kosten zeigte, daß es nicht zweckmäßig sei, die Behälter am alten Standort zu zerlegen, die so gewonnenen Einzelteile mit der Bahn zu verfrachten und am neuen Standort wieder zusammenzufügen. Bei diesem Verfahren war nicht ausgeschlossen, daß Beschädigungen der Niet-

löcher eintraten, ferner war zu erwarten, daß das Verstemmen der Blechkanten nicht ohne Schwierigkeiten verlaufen würde. Es wurde beschlossen, die Behälter ins Wasser zu lassen und schwimmend als Wasserfahrzeuge zu transportieren. Die flachen Böden mußten, um den Wasserdruck aufnehmen zu können, ausgesteift werden. Der Druck wurde durch auf den Boden gelegte Träger und Holzfachwerke auf den oberen Randwinkel des Mantels übertragen, alsdann wurden zwei Holzschlitten untergebaut, die auf einer schrägen Helling den Ablauf der Behälter in die Weser ermöglichten. Das Schleppen von Nordenham bis Oslebshausen durch Dampfer

Abb. 62.

(Abb. 62) ging glatt vonstatten, die zurückgelegte Strecke betrug etwa 50 km. Zum Anlandbringen der Behälter wurde Ebbe und Flut benutzt; beim Baggern des zum neuen Standort der Behälter führenden Stichkanals wurde eine Landzunge von genügender Größe, die von der Flut überschwemmt wurde, hergestellt. Auf dieser wurde der Behälter abgesetzt, durch Winden und Klotzlagen soweit angehoben, bis sein Boden mit der Werksohle gleich lag, und dann auf Schlitten in seine endgültige Lage gebracht. Die Dichtigkeit der Behälter ist in vollem Umfange erhalten geblieben.

Alle Bestrebungen, die Arbeitsweisen der Montagetechnik noch weiter zu vervollkommnen, müssen nach dem gleichen Ziel der Ermäßigung der Aufstellungskosten gerichtet sein. Die Mittel sind die Verbesserung der Einbaugeräte und Hebezeuge, die systematische Vorbereitung des Arbeitsverlaufes und die konstruktive Ausbildung der Eisenbauten mit Rücksicht auf die Belange der Montage. Die gesamten Einrichtungen der Baustellen sollten mehr als es heute noch vielfach der Fall ist, dahingehend verbessert werden, daß ihre Aufstellung und ihr Abbau mit dem geringsten Zeitaufwand und damit mit den geringsten Kosten durchgeführt werden können, namentlich die schweren Einbaugeräte sollten unter diesem Gesichtspunkte durchgebildet werden. Die Bedienung derselben soll möglichst mechanisch erfolgen und einfach in der Handhabung sein, um Arbeitskräfte zu sparen. Der Verlauf der Montage muß vor ihrem Beginn genau festliegen, damit das Eintreffen des Materials den Bedürfnissen der Montage entsprechend erfolgt; soweit wie möglich, sind ganze Bauteile vor dem Einbau auf dem Boden zusammenzubauen und zu vernieten. Schon beim Entwurf des Bauwerkes ist darauf zu achten, daß die zu montierenden Bauglieder in möglichst großem Ausmaße die Werkstatt verlassen können; dies gilt vor allem für die Wahl der Systemhöhe von Fachwerkträgern, Bindern usw. Alle am aufgerichteten Bauwerke herzustellenden Verbindungen sind unter Berücksichtigung ihrer leichten Zugänglichkeit und einfacher Herstellbarkeit zu entwerfen. Weiterhin wird eine methodische Zerlegung der Arbeitsvorgänge auf der Baustelle und die Feststellung der für sie verwendeten Arbeitszeit, die Überwachung der Leerlaufarbeit infolge von unsachgemäßem Materialeingang, von Schwierigkeiten bei der Herstellung der Montageverbindungen usw. die Wege weisen, die zur Verminderung der Montagekosten führen können.

Zum Schlusse sei nicht verfehlt, den Werken, welche in der liebenswürdigsten und entgegenkommendsten Weise Unterlagen für die Veröffentlichung zur Verfügung gestellt haben, zu danken.

DER EINFLUSS DER TEMPERATUR AUF DEN HORIZONTALSCHUB PARABOLISCHER ZWEIGELENKBOGEN.

Von Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt.

Übersicht. Ableitung der strengen Formeln und zugehöriger Näherungsformeln für den Anteil der Temperatur am Horizontalschub parabolischer Zweigelenkbogen; Nachweis des hohen Genauigkeitsgrades der entwickelten einfachen Näherungsausdrücke.

Die nachstehenden Ausführungen beziehen sich auf Zweigelenkbogen, deren Achsen nach einer Parabel gekrümmt sind und deren Querschnittshöhe und Trägheitsmoment über die ganze Bogenlänge konstant sind. Für den Massivbau trifft das in der Regel von vornherein zumindest angenähert zu, da man dort einen Zweigelenkbogen tunlichst mit gleicher Höhe über die ganze Bogenlänge ausführen wird[1]). Im Eisenbau werden F und J in der Gegend der größten Momente (zwischen $x = l/4$ und $x = l/5$) zumeist durch aufgelegte Lamellen verstärkt. Die nachstehend entwickelten Formeln gelten aber angenähert auch für die Zweigelenkbogen mit dergestalt veränderlichen Trägheitsmomenten, wenn man für die Größe von J einen entsprechenden mittleren Wert einsetzt.

Der Einfluß der Temperatur auf die Größe X eines auf starren Stützen oder Widerlagern[2]) ruhenden einfach statisch unbestimmten Trägers wird bekanntlich bestimmt durch den Ausdruck

$$X_t = \frac{\int N_a \, \varepsilon \, t \, ds + \int M_a \frac{\varepsilon \Delta t}{h} ds}{\int \frac{N_a^2 \, ds}{EF} + \int \frac{M_a^2 \, ds}{EJ}} \quad \ldots \ldots (1$$

wenn man von vornherein auf den meist recht geringen Teilbeitrag verzichtet, der sich aus der Mitberücksichtigung der

[1]) Troche, Zur Berechnung von Zweigelenkbogen. Dissertation Darmstadt 1923.

[2]) Den Einfluß von Widerlagerbewegungen auf statisch unbestimmte Träger hat Verfasser in „Beton und Eisen", Jahrgang 1924, Heft 8, S. 97 ff. behandelt.

Querkräfte und der elastischen Deformation des Trägers auf die statisch unbestimmte Größe ergibt. Hier sei der Horizontalschub als statisch unbestimmte Größe des parabolischen

Abb. 1.

Zweigelenkbogens gewählt, sodaß Formel (1) den Einfluß der Temperatur auf diesen Horizontalschub angibt. Das statisch bestimmte Grundsystem ist dann ein einfacher Balken (mit parabolisch gekrümmter Achse) auf zwei Stützen. Nach Abbild. 1 erhält man dann die Beziehungen:

$$M_a = y$$
$$N_a = \cos\varphi;$$

ferner ist

$$ds = \frac{dx}{\cos\varphi}$$

$$H_t = \frac{3 \cdot 2^{14} f'^3 \varepsilon E J t}{l^2 \left[4 f' (2^{11} f'^4 - 5 \cdot 2^5 f'^2 - 3)\sqrt{1 + 16 f'^2} + 3 (2^{11} f'^4 + 2^6 f'^2 + 1 + \frac{J}{F l^2} 2^{12} f'^2) \ln\left(\sqrt{1 + 16 f'^2} + 4 f'\right)\right]} \quad . \; . \; (2$$

und

$$H_{\Delta t} = \frac{-3 \cdot 2^5 f' E J \frac{\varepsilon \Delta t}{h'} [4 f' (1 + 32 f'^2)\sqrt{1 + 16 f'^2} - (1 + 64 f'^2) \ln(\sqrt{1 + 16 f'^2} + 4 f')]}{l^2 \left[4 f' (2^{11} f'^4 - 5 \cdot 2^5 f'^2 - 3)\sqrt{1 + 16 f'^2} + 3 \left(2^{11} f'^4 + 2^6 f'^2 + 1 + \frac{J}{F l^2} 2^{12} f'^2\right) \ln\left(\sqrt{1 + 16 f'^2} + 4 f'\right)\right]} \quad . \; . \; (3$$

Die Beziehungen zwischen x, y und φ ergeben sich aus der Parabelgleichung

$$y = \frac{4f}{l^2}\, x\,(l - x)$$

und ihrer Ableitung

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg}\varphi = \frac{4f}{l^2}\left(1 - 2\frac{x}{l}\right)$$

und hieraus:

$$\cos\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2\varphi}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 16\frac{f^2}{l^2}\left(1 - 2\frac{x}{l}\right)^2}}$$

Zur Vereinfachung der Bezeichnungsweise seien allgemein eingeführt $a' = \frac{a}{l}$, $b' = \frac{b}{l}$, $f' = \frac{f}{l}$, $h' = \frac{h}{l}$, $x' = \frac{x}{l}$, $y' = \frac{y}{l}$ usw., die Zeichen a', b', x' usf. sind mithin dimensionslose Skalare. Mit dieser Bezeichnungsart wird

$$N_a = \cos\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + 16 f'^2 (1 - 2x')^2}}.$$

$$M_a = y = 4 f' x' (1 - x')\, l$$

und

$$ds = \frac{dx}{\cos\varphi} = l\sqrt{1 + 16 f'^2 (1 - 2x')^2}\, dx'.$$

Setzt man diese Werte in die Ausdrücke $\int N_a \varepsilon t\, ds$, $\int \frac{N_a^2 ds}{EF}$ usw. ein und integriert durch, so erhält man nach gewissen Zwischenrechnungen (vgl. hierzu Fußnote 1, S. 35ff.) die Endwerte:

$$A = \int_{x=0}^{x=l} N_a \varepsilon t\, ds = \varepsilon t l$$

$$B = \int_{x=\text{ü}}^{x=l} M_a \frac{\varepsilon \Delta t}{h} ds = \frac{\varepsilon \Delta t}{h} \cdot \frac{-l^2}{2^9 f'^2} [4 f' (1 - 32 f'^2)\sqrt{1 + 16 f'^2} - (1 + 64 f'^2) \ln(\sqrt{1 + 16 f'^2} + 4 f')]$$

$$C = \int_{x=0}^{x=l} \frac{M_a^2 ds}{EJ} = \frac{l^3}{3 \cdot 2^{14} f'^3 E J} [3 (2^{11} f'^4 + 1) \ln(\sqrt{1 + 16 f'^2} + 4 f') + 4 f' (2^{11} f'^4 - 5 \cdot 2^5 f'^2 - 3)\sqrt{1 + 16 f'^2}]$$

$$D = \int_{x=0}^{x=l} \frac{N_a^2 ds}{EF} = \frac{1}{EF} \cdot \frac{l}{4 f'} \ln(\sqrt{1 + 16 f'^2} + 4 f').$$

Der Einfluß gleichförmiger Bogenerwärmung auf den Horizontalschub wird dann durch den Quotienten $\frac{A}{C + D}$, der Einfluß ungleichmäßiger Erwärmung durch das Verhältnis $\frac{B}{C + D}$ wiedergegeben, sodaß man erhält:

Die Formeln (2) und (3), die unter den getroffenen Voraussetzungen den genauen Einfluß gleichmäßiger und ungleichmäßiger Temperaturänderung angeben, für die praktische Benutzung aber zu umständlich sind, ermöglichen es, an Hand der bei ihrer Anwendung sich ergebenden Werte die Fehler zu bestimmen, die bekannte oder neu einzuführende Näherungsformeln gegenüber den genauen Werten aufweisen. Ihr Wert liegt somit darin, daß sie den Vergleichsmaßstab für die Genauigkeitsprüfung von Näherungsformeln bilden.

Der Einfluß gleichförmiger Temperaturänderung auf den Bogenschub wird gewöhnlich mit der bekannten Näherungsformel:

$$H_t = \frac{15}{8} \cdot \frac{\varepsilon E J' t}{f^2} \quad . \; . \; (4$$

Fehlerkurve für $H_t = \frac{15 \varepsilon E J t}{8 f^2}$

Abb. 2.

berechnet, die als Näherungsformel für den parabolischen Zweigelenkbogen aufgestellt ist, aber auch für flache Zweigelenkbogen im allgemeinen Verwendung findet. Es wurden nun die aus der Näherungsformel (4) sich ergebenden Werte für eine Reihe von Pfeilverhältnissen $\frac{f}{l}$ errechnet und mit den genauen Werten nach Formel (2) verglichen. Dieser

Vergleich ist in Abb. 2 graphisch wiedergegeben. Die für die verschiedenen Pfeilverhältnisse (wagerechte x-Achse) gefundenen Wertdifferenzen d (senkrechte y-Achse), ausgedrückt in Prozenten von den genauen Werten, ergaben die in Abb. 2 aufgezeichnete Fehlerkurve. Zwecks leichterer Kontrolle wurde auf die, wie sich zeigte, sehr geringen Teilbeträge aus den Normalkräften verzichtet (was überdies zugunsten der Näherungsformel ausfällt). Man sieht aus der Abbildung, daß sich bei der Benutzung der Näherungsformel (4)

bei $\frac{f}{l} = 1/10$ ein Fehler von rd. $1\frac{1}{8}$ vH

„ $\frac{f}{l} = 1/5$ „ „ „ „ $4\frac{1}{3}$ „

„ $\frac{f}{l} = 2/5$ „ „ „ „ $15\frac{2}{3}$ „

„ $\frac{f}{l} = 1/2$ „ „ „ „ 23 vH ergibt.

(Die Fehler beziehen sich auf die Größe des Bogenschubes, nicht auf die Bogenmomente; der endgültige Fehler in den Momenten ist ja nach der Formel $M = M_0 - H\,y$ noch abhängig von dem Größenverhältnis zwischen M_0 und $H\,y$, sodaß der Momentenfehler kleiner, aber auch größer werden kann als jener.) Abb. 2 zeigt, daß die Näherungsformel (4) noch verbesserungsfähig ist.

In meiner Abhandlung „Zur Berechnung von Zweigelenkbögen" (vgl. Fußnote 1, S. 48) habe ich gezeigt, wie man durch Zuhilfenahme einer „Korrektionskurve" den Fehler berichtigen kann. Aber das dort angegebene Verfahren hat denselben Nachteil, wie ihn ja auch die Nomographie hat, daß man nämlich die erforderliche graphische Kurve zur Hand haben muß. Eine leichte einfache Formel, sofern eine solche aufstellbar ist, ist vorzuziehen und soll hier abgeleitet werden.

In dem Aufsatz „Der Horizontalschub kreisförmiger Zweigelenkbogen" (Zeitschrift „Beton u. Eisen", Jahrgang 1925, Heft 8—10) habe ich für den kreisförmigen Zweigelenkbogen die recht genaue Näherungsformel

$$H_t = \frac{9{,}6}{5 + \varphi_0^2} \cdot \frac{\varepsilon E J t}{f^2} = \alpha \frac{\varepsilon E J t}{f^2}$$

abgeleitet, in der mit φ_0 der halbe Zentriwinkel im Bogenmaß gemessen bezeichnet ist (z. B. ist bei einem Bogenzentriwinkel von 60^0 für φ_0 einzusetzen $\varphi_0 = \frac{\pi}{6} = \backsim 0{,}524$). Bei flachen Bögen ist φ_0 recht klein, sodaß φ_0^2 gegenüber der Zahl 5 vernachlässigt werden kann. Dann wird $\alpha_0 = \frac{9{,}6}{5} = 1{,}92 = \backsim \frac{15}{8}$ und man erhält Näherungsformel (4), die ja, wie Abb. 2 lehrt, bei flachen Bögen recht brauchbare Werte liefert. Die Anwendung obiger Formel für den parabolischen Bogen ist wegen der Veränderlichkeit des Krümmungsradius nicht ohne weiteres möglich. Nun ist aber φ_0 angenähert dem Bogenpfeilverhältnis proportional. Man wird daher bei parabolischen Bögen φ_0 durch $\varphi = \frac{f}{l}$ ersetzen und den Wert $\alpha_0 = \frac{15}{8}$ beibehalten.

Dann wird

$$H_t = \frac{15}{8 + \varphi^2} \cdot \frac{\varepsilon E J t}{f^2} \qquad \left(\varphi = \frac{f}{l}\right) \quad \ldots \ldots (5$$

Diese hier vorgeschlagene Näherungsformel zeitigt überraschend genaue Resultate.

In Abb. 3 sind die prozentualen Fehler der Formel (5) aufgezeichnet, zum Vergleich wurde noch einmal die Fehlerkurve der Formel (4) (gestrichelt) mit angegeben. Der größte Fehler, der bei Bogen bis zum Pfeilverhältnis $\varphi = \frac{f}{l} = 2/5$ hinauf entsteht, beträgt nur $1/3$ vH (gegen $15\frac{2}{3}$ vH der Formel (4) und wächst erst bei dem Pfeilverhältnis $\varphi = 1/2$ auf 1,55 vH an [wo Formel (4) ca. 23 vH ergibt].

Formel (5) gilt für gleichmäßige Temperaturänderung.

Fehlerkurve für $H_t = \frac{15}{8 + \varphi^2} \cdot \frac{\varepsilon E J t}{f^2}$

Abb. 3.

Für ungleichmäßige Temperaturänderung um Δt habe ich im vorerwähnten Aufsatz die Formel

$$H_{\Delta t} = \frac{5\,\Delta t}{4\,f\,h}\,\varepsilon E J \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (6$$

für kreisförmige Zweigelenkbogen abgeleitet. Vergleicht man ihre Werte mit denen der strengen Formel (3), was in Abb. 4 graphisch durchgeführt ist, so erkennt man, daß Formel (6) auch für alle parabolischen Zweigelenkbogen jeden Stichs so gute Näherungswerte ergibt (selbst bei dem ungewöhnlich hohen Pfeilverhältnis $\varphi = 1/2$ beträgt der Fehler noch nicht 6 vH), daß sich die Ableitung einer besonderen Näherungsformel für parabolische Zweigelenkbogen erübrigt. Formel (6) kann also gleicherweise für kreisförmige und für parabolische (wahrscheinlich sogar für alle Arten von) Zweigelenkbogen jeden Stichs Verwendung finden.

Fehlerkurve für $H_{\Delta t} = \frac{5\,\Delta t}{4\,f\,h} \cdot \varepsilon E J$

Abb. 4.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

In-Stellung-Bringen einer Brücke in Palästina durch Längseinrollen.

Aus Eng. News Record v. 3. VII. 1924.

Die Brücke über den Yarmuk, einem Nebenfluß des Jordans, war beim Rückzug der Türken im Weltkrieg von diesen zerstört und von den alliierten Streitkräften provisorisch durch ein 24 m hohes Holzgerüst ersetzt worden. Da dieses jedoch im Laufe der Zeit den Ansprüchen nicht mehr genügte, lieferte die Ägyptische Staatseisenbahn einen neuen eisernen Brückenüberbau, ähnlich dem zerstörten, der bei einer Länge von rd 50 m und einem Gewicht von 120 t „nur" 40 000 $ (d. h. 1400 G.-M/t) ohne Montage kostete.

Durch den Zwang, den Zugverkehr für Reisende allerdings nur mit Hilfe einer vorläufigen Fußgängerbrücke aufrecht zu erhalten, durch örtliche Lage und noch vorhandene Überbauten ergab sich das im folgenden beschriebene Einbringen der neuen Brücke durch Einrollen in der Gleisrichtung aus ihrem rd 200 m vom Holzjoch entfernt liegenden Zusammenbauort.

Unter jedes Brückenende wurden 3 Rollwagen gebracht und außerdem der Untergurt in der Mitte auf Rollen gelagert. Zum Vorwärtsbringen diente eine Dampfwinde und zwei hintereinander geschaltete Flaschenzüge, die an den Abhängen der Schlucht verankert waren. Da beim Beginn der Vorwärtsbewegung in einer Kurve sich Schwierigkeiten ergaben, wurden die hinteren Wagengestelle in

Brückenachse geschoben. Zum Herablassen des Überbaues waren etwa 13 m hohe Holztürme über den Steinpfeilern der zerstörten Brücke errichtet, die Flaschenzüge trugen, an denen mittels Ketten der Brückenträger in 4 Knotenblechen hing. Da die Flaschenzüge merkwürdigerweise nur imstande waren, die Last nur zu senken und nicht zu heben, wurden 4 Stück Druckwasserpressen zum Anheben der Brücke untergebaut.

Lästig beim Herablassen der Brücke war die einseitige Sonnenbestrahlung, die die beiden Obergurtungen und den der Sonne zugekehrten Untergurt so stark erwärmte, daß die Brücke sich verzog und die Pfosten der Holzgerüste berührte. Wenn von der Brückenbauleitung angenommen wird, daß durch die Aufhängung des Brückenträgers mit seinen Obergurtendknotenblechen an den Flaschenzügen die Stabkräfte bei der Montage umgekehrt würden, so kann dem bei vorliegendem Träger auf 2 Stützen nicht beigepflichtet werden. Nur die einseitige Bestrahlung, die einen Teil des Fachwerkes stark dehnte, während der im Schatten liegende Teil nicht folgen konnte, hat die Verwerfung mit sich gebracht.

Die gesamte Montagezeit betrug 48 Tage, wovon 28 Tage darauf entfielen, die Brücke über die Öffnung im Tal zu schieben und die Montagetürme einzurichten und 11 Tage auf Lagerversetzen, Abbau der Hebezeuge, Vernieten des Verbandes und endgültiges Ausrichten. Da heftige Winde und ständige starke Regenfälle den Arbeitsfortschritt behinderten und nachts infolge der Witterungsverhältnisse überhaupt nicht gearbeitet werden konnte, sind die angegebenen Zeiten nicht ungünstig zu nennen, um so weniger, als außer dem Vorarbeiter und dem Maschinisten an der Winde nur eingeborene, ungelernte Arbeiter tätig waren, die bei einer größeren Schwierigkeit des Brückenvorschubes dieselbe dadurch zu beheben glaubten, daß sie Allah auf den Schienen einen Hammel opferten — bis wieder ein anderes Hindernis entstand.

A. Dürbeck.

Bemerkenswerte schwere Blechträger einer schiefen Eisenbahnbrücke.

(Nach Engineering News-Record vom 30. 10. 24.)

Die Gleisverbindung der New Central R. R. und der West Shore R. R. erforderte in der Nähe von Buffalo N. Y. einen zweigleisigen Überbau, der infolge seiner schiefen Kreuzung mit der darunterliegenden Straße Führung des Gleises in einer Kurve und schwerer Bettung Blechträger von 36 m Stützweite bedingte. Die Ausführung von Gitterträgern wurde verworfen, da die schiefe Lage die Portalversteifungen zu lang und wenig wirksam gemacht hätte. Mit einem Gewicht von 130 t eines Blechträgers werden diese wahrscheinlich zu den schwersten ihrer Art rechnen.

Regelquerschnitt des Blechträgers.

Den Gepflogenheiten der New York R. R. entsprechend, wurde auf die Querträger von 68,5 cm Höhe und rund 40 cm Querabstand eine durchlaufende Blechplatte von 11 mm Stärke aufgenietet, über die sich eine wasserdichte Eisenbetondecke zur Aufnahme der Kiesschüttung erstreckt. Die zum Teil mit 1 bis 2 Gurtplatten von 13 mm Stärke versteiften Querträger ruhen auf den Unterflanschen der Hauptträger auf und sind mit dem Stehblech zur Aufnahme der vollen Last fest vernietet.

Bemerkenswert ist die Ausbildung der Blechträger, deren Querschnitt in der Abbildung dargestellt ist. Das Stehblech in der Mitte ist rund 3200 mm hoch und nur 16 mm stark. An dem einen Ende ist jedoch das Stehblech auf eine Länge von 8,5 m vom meistbelasteten Auflager aus zur Aufnahme der großen Scherkräfte durch ein Blech von 11 mm Stärke auf der Innenseite des Blechträgers verstärkt. Während der Obergurt mit den in der Abbildung angegebenen 6 Decklaschen von 600×22 mm, 4 Gurtwinkeln $200 \times 200 \times 29$ und vier senkrechten Gurtlaschen von 430 mm Höhe ausgebildet werden konnte, mußte der Untergurt nur aus Breiteisen und 2 ∠-Eisen die näher bezeichneten Profile erhalten, um die Querträger und Eckversteifungen anschließen zu können. Der Nietdurchmesser beträgt 26 mm, wobei Niete von über 4″ Länge infolge der Stärke der zusammenzunietenden Gurtplatten nicht so hoch wie sonst üblich belastet wurden. Zur Aufnahme der Auflagerkräfte am beweglichen Lager dient 1 Bolzen von 200 mm Durchmesser bezw. 9 Pendelwalzen von 165 mm Durchmesser. Die Lagerplatte hat eine Fläche von 1220×1525 mm.

A. Dürbeck.

Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1925.

Im Vereine mit dem Oderbunde fand die diesjährige Tagung am 21. bis 23. Mai in Breslau bei reger Beteiligung statt. Der Freitagmorgen wurde zunächst mit der geschäftlichen Sitzung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Anspruch genommen, in deren Verlauf der bisherige hochverdiente Vorsitzende, Herr Geh. Baurat Prof. Dr. de Thierry, für eine weitere Amtsdauer von 4 Jahren wiedergewählt wurde. Die Hauptversammlung eröffnete der Ehren-Vorsitzende, Prinz Heinrich von Preußen, mit dem Dank an die Stadt Breslau für die Einladung, sowie der Begrüßung der Behörden-Vertreter und insbesondere der herbeigeeilten Mitglieder aus den abgetrennten Gebieten, Danzig und Memel. An der offiziellen Begrüßung beteiligten sich in der Folge die Vertreter des Oberpräsidenten und Regierungspräsidenten, des Reichs-Verkehrsministers, des Preußischen Ministers für Handel und Gewerbe und für Landwirtschaft, Domänen und Forsten, ferner der Landeshauptmann der Provinz Niederschlesien, der Oberbürgermeister, der Präsident der Handelskammer und der Rektor der Technischen Hochschule.

In die Reihe der Vorträge trat als erster Herr Strombaudirektor Fabian ein mit seinem Vortrage: „Die obere und mittlere Oder als Wasserstraße". Nach kurzem Eingehen auf die Größe des Niederschlagsgebietes der Oder im Verhältnis besonders zu ihrer ganzen schiffbaren Länge geht der Vortragende auf die Unbeständigkeit der Wasserführung ein; bemerkenswert dabei ist, daß sich Oder und Warthe bei kleinstem Wasser an Wassermengen die Wage halten, die Warthe sogar, ihres geringen Gefälles wegen, für die Schiffahrt leistungsfähiger ist. Es hat sich die Erfahrung alter Schiffahrttreibender bestätigt, daß sich die Wasserführung bei Breslau gegenüber derjenigen von Ratibor bei Niedrigwasser wesentlich verschlechtert hat. Die Anhebung des Wasserspiegels auf der 150 km langen kanalisierten Strecke Cosel—Breslau muß in der Hauptsache als Ursache der verminderten Niedrigwasserführung angesehen werden. Die Verluste sind um so größer, je höher der Wasserspiegel der Oder steht. Ebenso wie oberhalb Breslau durch künstliche Anhebung die Verluste stärker geworden sein mußten, kann sich unterhalb Breslau, wo sich der Fluß infolge der Geradestreckung und weitgehenden Eindeichung seit hundert Jahren immer tiefer einfrißt, eine Verminderung der Verluste herausgestellt haben. Um der Anforderung an eine neuzeitliche Schiffahrtsstraße Genüge zu leisten, ist die Aufspeicherung von Zuschußwasser unbedingt erforderlich. Das diesem Zwecke dienende, geplante Staubecken von Ottmachau besitzt ein Speichervermögen von 135 Mill. m^3, von denen 40 Mill. als Hochwasserschutzraum und 90 Mill. als Zuschußwasser errechnet worden sind. Diese Menge genügt, um die jetzt nur 20 m^3/sec betragende kleinste Wassermenge bei Breslau 50 Tage lang zu verdoppeln.

Bei der gemittelten kleinsten Abflußmenge der 6 wasserärmsten Jahre von 1900—1909, die für Breslau 46 m^3 beträgt, ist die erstrebte Wassertiefe von 1,40 m fast ohne Zuschußwasser zu erreichen, bis Fürstenberg wird die Tiefe sogar auf 1,70 m zunehmen. Mit Hilfe des geplanten Staubeckens von Ottmachau wird diese Tiefe auch bei kleineren Wassermengen gewährleistet werden können. Die kanalisierte Oder oberhalb Breslau ist eine durchaus leistungsfähige Wasserstraße für Schiffe von 1,50 m Tiefgang. Der Breite der Schiffe ist im Gegensatz zu ihrer Länge durch die Torweiten der Schleppzugschleusen eine Grenze gesetzt, die das übliche 1000 t-Schiff vom Oderverkehr ausschließt. Eine weitere Kanalisierung kommt schon wegen der Wasserentziehung bei Dürre nicht in Frage. Oberhalb Cosel gilt zwar die Oder noch bis Ratibor als schiffbar, wird aber nur noch von Baggerkähnen zur Kiesgewinnung befahren.

Die verschiedenen Kanalprojekte sind abhängig von der Wasserführung der Oder, deren Hebung aber um so dringlicher erscheint, als die arg bedrängte oberschlesische Industrie unmittelbare Verbindung mit dem Wasser wünscht.

Nach einer Übersicht über den jeweiligen Stand des Verkehrs auf der Oder vor und seit 1913 legt der Verfasser dar, daß mit Sicherheit zu erwarten steht, daß eine Steigerung der Leistungsfähigkeit der Oder den Verkehr weit über das Maß des Jahres 1913 heben wird.

Im Anschluß daran sprach Herr Reichsminister a. D. Dr.-Ing. Gothein ergänzend über „Die Notwendigkeit des Ottmachauer Staubeckens für die Oderschiffahrt". Als Ausgangspunkt der Ausführungen dienen auch hier notwendigerweise die unzulänglichen Wasserstandsverhältnisse der Oder, der längsten deutschen Wasserstraße mit dem weitaus kleinsten Niederschlagsgebiet. In diesem Zusammenhang zählt der Vortragende die vielen Schwierigkeiten auf, die einer wirtschaftlichen Oderschiffahrt hinderlich sind. Die plötzlichen Wasserstandsschwankungen erfordern oft mehrmals hintereinander ein Ableichtern der Schiffe, sowie Schaffung künstlicher Flutwellen durch Legen der Wehre; hinzu kommt die weitgehende Vernachlässigung der Stromunterhaltungsbauten seit Kriegsausbruch.

Durch das geplante Ottmachauer Staubecken, das in der Folge der Oderschiffahrt eine ständige Tauchtiefe von 1,40 m gewährleisten soll, wird die jährliche Nutzlast von 1460 t auf 2520 t erhöht, was eine nicht unerhebliche Verbilligung der Frachtkosten je Tonne im Gefolge hat. Gleichzeitig würde der Wasserverkehr zweifellos eine außerordentliche Steigerung erfahren. Die oberschlesische, aber auch die niederschlesische Kohle würde damit die englische aus Berlin und weit

darüber hinaus verdrängen können und einen erhöhten Verbrauch erfahren. Entsprechend würde der Bezug überseeischer Erze und Phosphate, von Gießereiroheisen, von Mineralölen, Ölsaaten, Heringen, Schmalz, Kolonialwaren usw. im Bergverkehr, und von Zucker, Mühlenfabrikaten, Zement, Zink, Eisen usw. im Talverkehr eine starke Belebung erfahren.

Die Kosten des Staubeckens sollen durch Schiffahrtsabgaben verzinst und getilgt werden. Die Leistungen des Reiches wie der beteiligten Provinzialverbände sollen nur vorschußweise gegeben bzw. von den letzteren bis zur Höhe von 10,1 vH garantiert werden. Sie sind einschließlich aller Zinsen usw. bis zur vollständigen Tilgung auf 96,34 Millionen RM. veranschlagt, wobei bei einem Schiffahrtsabgabensatz von 60 Pf. jetzt bei Kohlen und Massengütern und einem höheren für höherwertige Güter eine Bauzeit von 6 Jahren, eine bloße Verzinsung des Kapitals bis zum 10. Jahre nach Baubeginn und eine anschließend einsetzende 16-jährige Periode in Aussicht genommen ist, in der neben der Verzinsung die vollständige Tilgung aus den Schiffahrtsabgaben erfolgt. Im Anschluß daran entwickelt der Vortragende die dem Finanzierungsplan zugrundegelegten Verkehrsgrößen, wobei er betont, daß bei diesem Programm mit allergrößter Vorsicht vorgegangen sei. Es komme nicht darauf an, aus den Schiffahrtsabgaben eine Einnahmequelle zu machen; die große wirtschaftspolitische Aufgabe heißt jetzt Senkung der Produktionskosten und des Preisniveaus, um gegenüber den anderen Industriestaaten unsere Wettbewerbsfähigkeit wieder zu erlangen. In den Produktionskosten spielen aber die Frachtkosten eine hervorragende Rolle. Besonders aus der Rücksicht auf die völlig veränderten wirtschaftspolitischen Verhältnisse in Schlesien erhellt die Notwendigkeit, ihm den Absatz nach Norden und Westen wie nach den deutschen Seehäfen zu erleichtern. Die hohen Tarife der Reichsbahn behindern einen wirtschaftlichen Umschlagverkehr; um so mehr erhebt sich gebieterisch die Forderung, die Wasserstraße bis ins westoberschlesische Industrierevier, bis Gleiwitz fortzuführen. In erster Linie aber ist eine unverzügliche Regulierung der Oder als Schiffahrtsstraße eine Staatsnotwendigkeit.

Am selben Nachmittage versammelte man sich von neuem in der Aula der Technischen Hochschule, um sich die beiden letzten Vorträge des wissenschaftlichen Teiles der Tagung anzuhören. Zunächst ergriff Herr Reg.-Rat. Dr. W. Teubert, Potsdam, das Wort „Über verkehrspolitische Maßnahmen zur Stärkung des Wettbewerbes der deutschen Seehäfen". Er behandelte eingangs den Einfluß der Tarifpolitik der Reichsbahn auf die Verkehrslage und Entwicklungsmöglichkeit unserer Seehäfen, wobei nicht die Schwierigkeiten verkannt werden, denen die Reichsbahn durch die ihr auferlegten Lasten gegenübersteht, und die durch den Wettbewerb besonders des zu hervorragender Bedeutung entwickelten Verkehrszweiges, des Kraftfahrzeuges, verstärkt worden sind. Der bisher eingeschlagene Weg der Ausnahmetarife für die deutschen Seehäfen wird anerkannt; aber gleichzeitig mit besonderem Nachdruck auf ermäßigte Umschlagtarife hingewiesen. Diese verbilligen die Gesamtfracht, bringen der Eisenbahn dabei noch Gewinne und fördern zugleich die Binnenschiffahrt erheblich; dem Umschlag von Seehafen zur Bahn dort, wo Binnenwasserstraßen für die Verbindung mit dem Hinterlande fehlen, ist eine weitere Tarifermäßigung zu wünschen. Ein Widerspruch mit dem Dawesgutachten würde hierbei nicht zu befürchten sein, da dieses der deutschen Industrie nur einen „unangemessenen Vorteil am Weltmarkte" untersagt. Das Staffelsystem der Reichsbahn in ihrer Tarifpolitik behindert ihre eigene und die Verkehrsentwicklung der Binnenschiffahrt; die Hauptaufgabe der Eisenbahnen, Güteraustausch anzuregen, verkehrswerbend zu wirken und somit der Entfaltung der Gesamtwirtschaft förderlich zu sein, kann sie vorderhand nicht bewältigen.

Herr Oberbaurat Wundram, Hamburg, schloß die Reihe der Vorträge mit dem Thema „Neuerungen auf dem Gebiete des mechanischen Hafenumschlages". In dem Bestreben, den Umschlag von Gütern immer wirtschaftlicher zu gestalten, hat die Fördertechnik seit Kriegsende mit Erfolg gearbeitet. Von den verschiedenen, den Umschlag im einzelnen bewerkstelligenden Fördermitteln wurden eingehend die Hafenkräne behandelt, besonders solche mit schnell einziehbaren Auslegern als Verbesserung hervorgehoben. Diese Wippkräne eignen sich besonders dort, wo örtliche ungünstige Umschlagsverhältnisse vorliegen. In der Folge werden einige Verbesserungen an Verladebrücken, sodann, wieder ausführlicher, die Umschlagsgeräte, besprochen, die auf der Verwendung von Transportbändern beruhen. Auf dem Gebiete des Sortierens und Stapelns der Güter in den Kaigüterschuppen ist der Mechanisierungsprozeß — durch Automobilisierung des Güterkarrenbetriebes, durch Elektrokarren und Einführung von leistungsfähigen Stapelgeräten — durchgeführt; wobei besonders in Deutschland das Bestreben leitend war, weniger die absolute Höhe der Leistung zu vergrößern, als den Umschlag wirtschaftlicher zu gestalten.

Am letzten Versammlungstag wurden auf einer Rundfahrt die Oderanlagen unterhalb Breslaus, die Rosenthaler Schleuse, die Wehr- und Schleusenanlagen bei Ransern und der Breslauer Stadthafen unter Führung der Herren Strombaudirektor Fabian, Reg.-Baurat Arnold und Hafendirektor Meuser besichtigt. Im Anschluß daran brachte ein Sonderzug die Teilnehmer nach Cosel, wo ihnen Gelegenheit gegeben wurde, die umfangreichen und für den Oderverkehr so überaus wichtigen Hafenanlagen kennen zu lernen.

Auch der Sonntag führte die auswärtigen Teilnehmer aus Breslau hinaus, nach der Bobertalsperre bei Mauer und der in der Ausführung begriffenen kleinen Talsperre Boberröhrsdorf.

Somit kann die Hafenbautechnische Gesellschaft und mit ihr der Oderbund wieder zu einer glänzend verlaufenen, der Behandlung wichtiger hafenwirtschaftlicher und hafenbetrieblicher Fragen dienenden Tagung beglückwünscht werden, die gleichzeitig der Förderung der Wasserwirtschaft Schlesiens von hohem Nutzen sein wird. G. E.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Festpreise und Gleitpreise.

Die Aufgabe des Unternehmers in der Volkswirtschaft besteht darin, die Produktion wirtschaftlich zu organisieren und dabei das aus der nicht sicher voraussehbaren Wirtschaftsentwicklung entspringende Risiko der Produktion auf sich zu nehmen. Der moderne Unternehmer produziert für den freien Markt und ist dabei gegenüber der großen Unbekannten, der Marktentwicklung d. h. der Entwicklung des Verhältnisses von Angebot und Nachfrage, allein auf seine wirtschaftliche Einsicht angewiesen. Diese „Warenproduktion" von heute steht der „Kundenproduktion" von gestern gegenüber, d. h. der Produktion auf Bestellung und für die bekannten Bedürfnisse eines begrenzten Kundenkreises. Große Teile der kapitalistischen Produktion, und zu diesen gehört auch die Bauindustrie, arbeiten zwar auch heute noch auf Bestellung. Damit ist aber die Aufgabe und das Risiko des Unternehmers nicht etwa weggefallen: Der richtige Einkauf der Werkstoffe ist ganz von der Beurteilung der Konjunktur abhängig. Die Arbeitnehmer erheben Anspruch auf eine vom Ertrag des Unternehmers unabhängige Entschädigung und darin liegt für die Preisberechnung ein erhebliches Risiko. Gerade in der Bauindustrie tritt ferner die organisatorische Aufgabe des Unternehmers in den Vordergrund. Jedes Einzelobjekt stellt ihn vor eine ähnliche Aufgabe, wie sie der Fabrikant nur einmal, bei Einrichtung seiner Fabrik, zu lösen hat.

Zum Wesen des Unternehmers gehört die feste Preissetzung, die die Übernahme des Risikos einschließt, das sich aus der Aufgabe des Unternehmers ergibt. Umgekehrt folgt daraus, daß Gleitpreise die Axt an die Wurzeln dieses Wesens des Unternehmertums legen.

In der Inflationszeit und lange darüber hinaus waren die Gleitpreise ein unvermeidbares Übel. Die sämtlichen Kalkulationselemente, die Löhne, die Materialpreise usw. waren nicht voraussehbaren Schwankungen unterworfen. Auch die Arbeitsleistung unterlag je nach den politischen Verhältnissen großen Schwankungen. Der Unternehmer, der zu Festpreisen angeboten hätte, wäre nicht Unternehmer sondern reiner Spekulant gewesen. Ein Risiko, das sich nicht in einigermaßen schätzbaren Grenzen bewegt, kann der Unternehmer nicht auf sich nehmen.

Nun ist es zwar eine umstrittene Frage, ob die Lage heute eine andere ist. An der Stabilität der Währung ist freilich nicht zu zweifeln. Die Baustoffindustrien verkaufen aber auch heute noch Material zum jeweiligen Tagespreis und geben es nicht auf lange Zeit fest an Hand. Die Lohnbewegung ist noch dauernd im Fluß, die Forderungen der Arbeitnehmer übersteigen alles Maß des Voraussehbaren. In großen Teilen des Reiches, Schlesien, Sachsen, Provinz Sachsen, Baden, Berlin sind z. B. Arbeitskämpfe im Gange oder stehen solche unmittelbar bevor. Man ist daher scheinbar berechtigt zu sagen, daß das Ausmaß der weiteren Entwicklung der Löhne heute immer noch völlig unberechenbar sei.

Indessen haben die Löhne fast überall eine Höhe erreicht und erheben sich derart über das allgemeine Lohnniveau der übrigen Industrien, daß eine Steigerung, so wie sie etwa die Arbeitnehmer heute noch verlangen, undenkbar ist. Weitere erhebliche Steigerungen müßten notwendigerweise zur Abdrosselung des Baumarktes überhaupt führen. Auch die Bewegung der Materialpreise vollzieht sich seit längerer Zeit in ruhigeren Bahnen.

Auf der anderen Seite ist es dringend erforderlich, daß zur inneren Gesundung der Bauwirtschaft etwas geschieht. Die unglaublichen Submissionsblüten, die in dieser Zeitschrift schon mehrfach gestreift wurden, sind zum Teil doch darauf zurückzuführen, daß in der Inflationszeit und Kraft der Gleitpreisverträge mancher Unternehmer das Kalkulieren überhaupt verlernt hat. Ein Vertrag, der keine feste Bindung enthält, verführt dazu, sich darauf zu verlassen, daß die Abwicklung doch schon noch den einen oder anderen Vorteil bringen werde. Es werden deshalb zunächst Preise angeboten, von denen der Fachmann unbedingt sagen muß, daß sie kaum die direkten Aufwendungen für Löhne und Material decken können, Preise, die weit unter den eigenen Kalkulationen der bauvergebenden Stellen liegen. Preise endlich, bei denen das solide und anständige Unternehmertum überhaupt nicht mehr mitkommen kann. Der Erfolg ist, daß der solide Unternehmer mehr und mehr zum Schaden der Volkswirtschaft verdrängt wird.

Hier kann nur eines helfen: Der Unternehmer muß wiederum zum Unternehmer im vollen Umfange des Wortes werden. Er muß Risiko und Verantwortung für seine Kalkulationen wieder übernehmen, als vollgültiges Glied in der Bauwirtschaft wieder auftreten und als solches sich bei der Gestaltung der Preise und Löhne betätigen. Gewiß war es ein schwerer Entschluß, der unter Umständen starke Opfer bedeutet, wenn der Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. sich jetzt offen für Festpreise ausgesprochen hat und seinen Mitgliedern empfiehlt, Verträge, die eine Bauzeit bis zu 6 Monaten vorsehen, allgemein zu Festpreisen zu übernehmen. Der Beschluß sei hier im Wortlaut wiedergegeben:

„Der Beton- und Tiefbau-Wirtschafts-Verband E. V. ist überzeugt, daß die Gesundung unserer Wirtschaft wesentlich von der Rückkehr zu Festpreisen abhängt. Im Baugewerbe ist die Erreichung dieses Zieles dadurch erschwert, daß die Baustoff-Industrien noch nicht zu Festpreisen gelangt sind und daß die Bauarbeiterlöhne dauernd und in kurzen Zeiträumen geändert wurden, wobei der Einfluß der Bauunternehmungen auf die Höhe der Löhne durch die Tätigkeit der Schlichter und anderer staatlicher Stellen wesentlich eingeschränkt war.

Gleichwohl empfiehlt der Hauptausschuß des Beton- und Tiefbau-Wirtschafts-Verbandes E. V. seinen Mitgliedern, Verträge, die eine Bauzeit bis zu 6 Monaten vorsehen, allgemein zu Festpreisen abzuschließen und ferner für diesen Zeitraum feste Tagelohnpreise einzugehen.

Voraussetzung hierfür ist, daß die Auftraggeber in gleicher Erkenntnis ihrer Verantwortung gegenüber der Gesamtheit keine unbilligen Forderungen an die ausführenden Firmen stellen, in den Bauverträgen die Streik- und Aussperrungsklausel anerkennen und bei Lohnstreitigkeiten weder auf Fertigstellung drängen, noch in sonstiger Weise die Stellung der Bauunternehmer schwächen.

Weiter muß aber erwartet werden, daß die Baustoff-Industrien alsbald die Lieferung von Baustoffen zu Festpreisen übernehmen."

Für alle in der Bauwirtschaft beteiligten Kreise besteht die Pflicht, diesen ersten Schritt zum Übergang zu Festpreisen zum Wohle der Gesamtheit tatkräftig zu fördern.

Der mangelnde Urheberschutz für ingenieurtechnische Bauentwürfe. In Ergänzung des Artikels im „Bauingenieur" Heft 10, S. 395) verdient die folgende Entscheidung des Bayerischen obersten Landesgerichts vom 9. März 1925 (DJZ 1925, S. 825/826) Beachtung.

Der Vertreter einer Möbelfabrik hatte Zeichnungen, nach welcher Möbel von besonderer künstlerischer Beschaffenheit hergestellt werden sollten, einzelnen Privatinteressenten zum Zwecke einer Bestellung vorübergehend überlassen. Einer der letzten hatte daraufhin unter Benutzung der Zeichnungen die Möbel bei der Konkurrenz herstellen lassen. Auf die Klage der Möbelfabrik hat das Kammergericht anerkannt, daß die Zeichnungen als „Betriebsgeheimnis" der Möbelfabrik zu betrachten sind, da sie besondere künstlerische Werte verkörperten und nicht dadurch offenkundig wurden, daß sie den Vertretern und einzelnen Privatinteressenten zum Zwecke einer Bestellung vorübergehend überlassen worden sind. Sie wären nur offenkundig geworden, wenn sie einer unbegrenzten Anzahl von Personen zugängig gemacht oder der zufälligen Kenntnisnahme durch beliebig viele Dritte ausgesetzt gewesen wären. Der Wille der herstellenden Firma und des Vertreters, die Zeichnungen geheim zu halten, habe sich für den Angeklagten aus den Umständen ergeben. In dem nach den Grundsätzen von Treu und Glauben handelnden Geschäftsverkehr sei es ausgeschlossen, Gegenstände, die nur zum persönlichen vorübergehenden Privatgebrauch überlassen werden, Dritten insbesondere Konkurrenten des überlassenen Geschäftes zu offenbaren. Es sei mithin der Tatbestand des § 17 Absatz 2 des Gesetzes gegen den unlauteren Wettbewerb gegeben, nach welchem mit Gefängnis bis zu einem Jahre und mit Geldstrafe bis zu 5000 M. bestraft wird, wer Geschäfts- oder Betriebsgeheimnisse durch eine gegen das Gesetz oder die guten Sitten verstoßende eigene Handlung erlangt hat, zu Zwecken des Wettbewerbs unbefugt verwertet oder an andere mitteilt.

Auch die Skizzen, Zeichnungen und Berechnungen von Bauunternehmungen sind als Betriebsgeheimnisse zu betrachten und werden dadurch, daß sie bei der Ausschreibung dem Bauherrn zur Verfügung gestellt werden, nicht offenkundig gemacht. Wenn nun der Bauherr eine Ausschreibung veranstaltet, nur um Entwurfsbearbeitungen, Zeichnungen usw. zu erhalten, um sie dann einer anderen Baufirma als der Entwerferin zur Ausführung zur Verfügung zu stellen — ein Tatbestand, der in der Regel nur schwer zu beweisen sein wird, — so verstößt dies zweifellos gegen die guten Sitten, weil die Ausschreibung nur zur Täuschung der daran beteiligten Firmen vorgenommen wird. Der Auftraggeber könnte auf Grund des Gesetzes gegen den unlauteren Wettbewerb bestraft und auf Schadensersatz in Anspruch genommen werden, weil er ein Geschäftsgeheimnis einer Bauunternehmung einer anderen mitgeteilt hat (§ 17 Abs. 2, § 19 d. Ges.). Die Konkurrenzfirma ihrerseits kann aus dem Firmenaufdruck erkennen, daß der Entwurf von einer anderen Bauunternehmung hergestellt ist und verwendet sie ihn dennoch, so liegt auch hier ein unlauterer Wettbewerb vor.

Das Gesetz zum Schutze gegen den unlauteren Wettbewerb versagt allerdings, wenn der Bauherr die Zeichnungen bei der Errichtung eines Baues in eigener Regie verwendet, da dann die geschäftliche Ausbeutung fremder Arbeitsergebnisse nicht gegeben ist, die eine Voraussetzung für den Tatbestand des unlauteren Wettbewerbs bildet. R.

Hauszinssteuer und Wohnungsbau. Die preußische Regierung verlangte im Preußischen Staatsrat eine Erhöhung der Hauszinssteuer, die aber nur allgemeinen Staatszwecken zugute kommen sollte, nicht der Neubautätigkeit. Der Staatsrat lehnte jedoch die Vorlage des Staatsministeriums ab und betonte in einer Entschließung, daß die Hauszinssteuer ihrer Natur nach als Steuer für allgemeine Staatszwecke nicht geeignet sei und der Neubautätigkeit dienen müsse. Der preußische Finanzminister betonte, daß der Staatsrat damit die Meinung des preußischen Landtags und des Reichsausschusses für das Wohnungswesen teile (der letztere hat 20 vH der Friedensmiete für Wohnungsbauzwecke verlangt), aber Reichsregierung und der Steuerausschuß des Reichstages seien anderer Meinung. Sie verweisen die Länder auf die Hauszinssteuer, weil sie ihnen die geforderten 90 vH Anteil an der Einkommen- und Körperschaftssteuer nicht zubilligen wollten, sondern nur 65 vH. Der Reichsarbeitsminister Dr. Brauns hat im Wohnungsausschuß des Reichstages auf die 600000 fehlenden und auf die 150000 jährlich nötig werdenden Wohnungen hingewiesen. Für die Schaffung der letzteren seien 900 Millionen Reichsmark jährlich erforderlich entsprechend einem Nettoaufwand von etwa 18 vH der Friedensmiete. Bis jetzt verwenden die Länder im Höchstfall (Preußen) 14 vH der Friedensmiete, im Mindestfall jedoch nur weniger als 3 vH, im ganzen etwa 500 Millionen zum Wohnungsbau. Dr. Brauns hielt einen Aufwand von 15 vH der Friedensmiete für unbedingt notwendig.

Arbeitsmarktlage. Im allgemeinen ist die Bautätigkeit weiter rege, hat jedoch in den letzten Wochen nicht mehr zugenommen. Der Facharbeitermangel — vor allem an Maurern — hielt in zahlreichen Bezirken an (namentlich in Pommern, Schleswig-Holstein, Bremen, Hannover). Wesentlich gestört wurde die Bautätigkeit durch zahlreiche neue übermäßig hohe Lohnforderungen der Bauarbeiter, die bei Gewährung größere Bautenstillegungen seitens der Industrie veranlaßten (Rheinland-Westfalen), an anderen Orten zu Arbeitskämpfen führten. Während in Pommern durch das Berliner Abkommen vom 5. Juni (Lohnerhöhung um 12—14 vH) die Streitigkeiten beigelegt wurden, kam es in Mecklenburg und Unterbaden schon Mitte Juni infolge abgelehnter Lohnforderungen zu Streiks und Aussperrung. In den letzten Wochen wurden in Schlesien, Freistaat Sachsen, Provinz Sachsen und Berlin Lohnverhandlungen geführt, die überall an der ablehnenden Haltung der Arbeitgeberverbände scheiterten. Daraufhin traten die Bauarbeiter im Freistaat Sachsen in Streik, und auch in Berlin soll am 10. Juli der Streik beginnen. Im Freistaat Sachsen wurde am 8. Juli die Aussperrung durchgeführt, in der Provinz Sachsen steht sie bevor.

Der Kanadische Baustoffindex ist seit 1920 dauernd gesunken. Er scheint jedoch seinen tiefsten Stand erreicht zu haben und das kanadische Baugewerbe rechnet auf eine ansteigende Konjunktur. Sein Verlauf (1913 = 100) war folgendermaßen:

	1920	1921	1922	1923	1924
Durchschnitt	215	183	162	167	159
Lohnindex im Baugewerbe (1913 = 100)	180,9	170,5	162,5	166,4	169,7

In den ersten Monaten 1925 war der Baustoffindex:
Jan. 152, Febr. 155, März 154.

Der Grund des hohen Lohnniveaus wird im Facharbeitermangel, mangelnden Nachwuchs sowie in der straffen Organisation der Arbeiter gesehen. Die Arbeitsintensität wächst.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. Reichsgericht. Grundsätzliche Entscheidung: Drohung mit Strafanzeige ist zulässiger Rechtsbehelf. Eine Firma kaufte von einer anderen Glaubersalz, von dem ihr die Verkäuferin zusicherte, daß es „technisch eisen- und säurefrei" sei. Als sich herausstellte, daß diese Eigenschaften dem Glaubersalz fehlten, stellte die Käuferin die Ware zur Verfügung. Käuferin und Verkäuferin schlossen dann einen Vergleich dahin, daß die Käuferin die Ware bestmöglich verkaufen solle und von der Verkäuferin entschädigt werden solle. Später weigerte sich die Verkäuferin jedoch, ihren Verpflichtungen aus dem Vergleich nachzukommen, weil ihr Prokurist zu dem Vergleiche durch die Drohung gezwungen sei, daß gegen ihn Klage und Anzeige wegen Betrugs erstattet werden solle. Nach § 123 BGB. kann man nun eine Erklärung anfechten, zu der man widerrechtlich durch Drohung bestimmt wurde. Das Reichsgericht weist aber daraufhin, daß „Widerrechtlichkeit" im Sinne dieser Bestimmung nicht schon durch den Inhalt der drohenden Äußerung, sondern durch deren Zweck bestimmt ist. War die Käuferin gutgläubig, so war sie berechtigt, neben der Zivilklage Strafanzeige anzudrohen, denn die Veranlassung eines Strafverfahrens ist von der Rechtsordnung als ein Rechtsbehelf zugelassen, dessen sich ein Benachteiligter bedienen darf, um raschmöglichst eine Klärung der Sachlage herbeizuführen.

2. Reichsfinanzhof. Wenn ein Unternehmer am Bilanzstichtage schon Verträge über erst im folgenden Bilanzjahr zu liefernde Rohstoffe zu festen Preisen abgeschlossen hat und wenn er nun nach dem Verlauf der Konjunktur annimmt, daß sich für ihn aus diesen Geschäften ein Verlust ergeben wird, da der Marktpreis am Tage der Lieferung voraussichtlich geringer sein wird als der von ihm abgemachte Preis, so kann er für diesen Verlust eine steuerfreie Abschreibung vom Warenkonto an dem betreffenden Bilanzstichtage nicht vornehmen. Einmal hat sich der Wert der vorhandenen Warenbestände durch den voraussichtlichen Verlust nicht vermindert. Auch der Wert des Gesamtunternehmens kann nicht einseitig im Hinblick auf die Konjunkturverluste berichtigt werden, sondern es müßten auch die den Verlusten gegenüberstehenden Konjunkturgewinne berücksichtigt werden. Dann aber ist der erwartete Verlust aus dem Kauf der Rohstoffe noch überaus unsicher, da er ganz von dem Verhältnis zwischen dem künftigen Preise der vom Unternehmer selbst produzierten Waren und ihren gesamten Gestehungskosten abhängt. (Anders ist die Sachlage, wenn eine Firma sich ihrerseits zu Lieferungen verpflichtet hätte zu Preisen, die nach dem Preisniveau des Bilanzstichtages im Hinblick auf den Einkaufspreis der Rohstoffe und die sonstigen Gestehungskosten verlustbringend sind. Vgl. dazu Urteil v. 7. V. 20, Entscheidungen Bd. III S. 22.) RFH. 1, 17. X. 24, R.St.Bl. S. 106.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 9. Juli 1925.)

Gesetz über die Wechsel- und Scheckzinsen. Vom 3. Juli 1925 (RGBl. I, S. 93). Seit 4. Juli betragen die Regreß-Zinssätze nach Art. 50, 51 der Wechselordnung und § 17 des Scheckgesetzes 2 vH mehr als der jeweilige Reichsbankdiskontsatz, mindestens aber 6 vH. Die Veränderung des Reichsbankdiskontsatzes tritt für den Wechsel- und Schekzinssatz am zweiten Tage nach der Veröffentlichung des Diskontsatzes im Reichsgesetzblatt in Kraft.

Preußisches Gesetz zur Änderung der Verordnung über die weitere Abänderung des Gesetzes über die Erhebung einer vorläufigen Steuer vom Grundvermögen usw. Vom 26. Juni 1925 (PrGesSamml. 1925, S. 83). Die bisherige Grundvermögenssteuerregelung wird bis zum 31. Dezbr. 1925 mit einigen unwesentlichen Änderungen verlängert (nächster Termin: Schonfrist bis 22. Juli).

Erlaß des Reichsfinanzministers betr. Einkommensteuervorauszahlung der Lohn- und Gehaltsempfänger. Enthält ein Muster der Voranmeldungsvordrucke für die Vorauszahlungen der großen Lohn- und Gehaltsempfänger (deren Arbeitslohn im Kalendervierteljahr nach Abzug des steuerfreien Lohnbetrages über 3000 M, bisher über 2200 M betrug) und der vorauszahlungspflichtigen Bezieher von Kapitalerträgen der freien Berufe usw. Die Vorauszahlungen sind am 10. (17.) Juli zu leisten.

Ein **Entwurf betr. Ausbau der Angestelltenversicherung** lag am 4. Juli dem Reichstag vor. Er baut vor allem die Geldleistungen der Angestelltenversicherung aus. Der Beitrag soll um rund 1/3 erhöht werden.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Juni 1925.

Kl. 5 c, Gr. 1. S 64 924. August Simon, Beendorf b. Helmstdt. Verfahren zum Herstellen eines wasserdichten Anschlusses des Mauerwerks von Dämmen und Mauerungen an die Gebirgsstöße in leicht wasserlöslichem Gebirge. 31. I. 24.

Kl. 5 c, G. 4. N 21 611. Hans Neubauer, Kammenné-Zehrvice b. Kladno, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Stern, Pat.-Anw., Essen. Verfahren zum Herstellen von Betonschachtauskleidungen. 10. XI. 22. Tschechoslowakische Republik 9. V. 22.

Kl. 20 h, Gr. 6. L 58 914. Fa. Paul Lechler, Stuttgart. Vorrichtung zum Verschieben von mit aufzugleisenden Eisenbahnfahrzeugen belasteten Hebezeugen. 5. XI. 23.

Kl. 20 i, Gr. 11. O 14 665. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Motorantrieb, insbesondere für elektrische Weichen und Signalstellwerke. 10. I. 25.

Kl. 20 i, Gr. 33. G 61 789. Wilhelm Gohl u. Hans Kling, Söflingen b. Ulm. Vorrichtung gegen Überfahren von Haltesignalen. 10. VII. 24.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 66 482. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stützpunkt für Fahrleitungen elektrischer Bahnen. 8. VII. 24.

Kl. 37 f, Gr. 3. G 60 430. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Verfahren zur Herstellung turmartiger, fugenloser Behälter aus bildsamem Baustoff. 7. I. 24.

Kl. 37 f, Gr. 4. G 60 955. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken 3. Aus mehreren gleichartigen Teilen zusammengesetzte prismatische Stütze. 13. III. 24.

Kl. 37 f, Gr. 8. S 61 540. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Tor großer Abmessungen, insbesondere für Luftschiffhallen. 29. XI. 22.

Kl. 45 b, Gr. 2. W 68 531. Alois Wieland, Aulendorf, Württbg. Eisenbeton-Mischsilo zur Verwertung von Fäkalien für Düngezwecke. 17. II. 25.

Kl. 84 a, Gr. 4. P 49 413. Jodokus Plöger, Berlin-Wittenau, Lindenweg 57. Anlage zum Gewinnen von Wasserkräften aus den Niederschlagmengen, insbesondere an hochgelegenen Orten 30. XII. 24.

Kl. 84 c, Gr. 2. W 67 705. Fa. Wessels & Wilhelmi, Hamburg. Spundwand aus Z-Eisen. 24. XI. 24.

Kl. 85 d, Gr. 1. M 83 490. Reinhold Mestel, Breslau, Wörther Str. 25. Filter für Rohrbrunnen aus neben bezw. übereinander geschichteten, kegelmantelartigen Röhren. 4. IV. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 25. Juni 1925.

Kl. 80 b, Gr. 6. B 112 453. Peter B. Budnikoff u. Morduch E. Lewin, Iwanowo-Wosnessensk. Rußl.; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw. Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung einer Zementart aus übergebranntem Gips, übergebrannten Gipsabfällen oder Naturanhydrit. 25. I. 24.

Kl. 80 b, Gr. 12. O 14 458. Dr. H. Oexmann, Gut Scharfenberg, Post Wittstock, Dosse. Verfahren zur Herstellung von Körpern aus hydraulisch erhärtenden Massen; Zus. z. Anm. O 14 174. 17. IX. 24.

Kl. 81 e, Gr. 24. A 42 824. Fa. A. T. G. Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Vorrichtung zum Abwerfen von langen Gegenständen, wie Holzstämmen, Röhren, Schienen o. dgl. von Transporteinrichtungen. 11. VIII. 24.

Kl. 81 e, Gr. 31. B 117 354. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Abraumablagerung vermittels den Tagebau überspannender Abraumförderbrücke. 27. XII. 24.

Kl. 81 e, Gr. 32. E 31 308. Robert Erdmann, Rauno, Post Grube Ilse N.-L. Vorrichtung zum Absetzen von Abraum u. dgl. mit Profildurchfahrt und böschingsseitigem Kippgleis. 30. XII. 24.

K. 85 c, Gr. 6. D 46 944. Fa. Deutsche Abwasser-Reinigungs-Ges. m. b. H., Städtereinigung, Wiesbaden. Hausklärgrube mit inmitten der unter dem Klärraum liegenden Faulraum angeordnetem Frischschlammraum; Zus. z. Anm. D 45 968. 3. I. 25.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 24. Juli 1925 Heft 16

DIE WIRTSCHAFTLICHE QUERSCHNITTSGESTALTUNG DER UNTERGRUNDTUNNEL.

Von Oberingenieur Gerhard Seidel, Berlin-Karlshorst.

Noch in letzter Zeit[1]) wurde als Grundform der Untergrundbahntunnel der Trog angegeben: es wurde damit wieder ein Körper von durchweg gleichen mechanischen Eigenschaften zum Gegenstand der Berechnungen gewählt, der leider in Wirklichkeit weder hergestellt wird, noch überhaupt herstellbar ist. Es wurden überdies auch dem ideellen Körper am Übergang von der Wand zur Sohle Fähigkeiten zugemutet, die er nicht besaß. Auch unter dem Gesichtspunkt der Wirtschaftlichkeit hat sich z. B. beim Bau der AEG.-Schnellbahn als zweckmäßig gezeigt, daß man besser die Seitenwände als einfache Balken auf zwei Stützen behandelt, die von der Decke und der Sohle gestützt werden. Die Sohle wird durch eine entsprechende Fuge von der Seitenwand getrennt und nun als zwischen den Seitenwänden gelagertes, umgekehrtes Gewölbe behandelt.

Durch diese neue Grundform des Tunnelquerschnittes wird erreicht:

1. Eine einfache, übersichtliche und vor allem statisch einwandfreie Berechnung der einzelnen Teile, wie Decke, Seitenwand und Sohle;
2. die Entlastung der Sohle von der gesamten Last des Bauwerks, wodurch unwirtschaftliche Abmessungen der Sohle vermieden werden.

Die von vielen Untergrundbahnstatikern noch bevorzugte starre Verbindung zwischen Seitenwand und Sohle bezweckt, daß die gesamte Last des Bauwerks in ganzer Breite der Tunnelsohle auf den Baugrund übertragen wird. Wenn hierbei auch in der Sohlenmitte durch das Eckmoment eine scheinbar günstige Einwirkung gewonnen wird, so geht dieser Vorteil doch durch den Materialaufwand in der Ecke verloren; wozu noch infolge der an der Außenseite liegenden Eiseneinlagen eine Erschwerung der Dichtungsarbeiten tritt. Von der Größe der Sohlenbelastung und dem gegenseitigen Abstand der Seitenwände wird es abhängen, ob der Tunneltrog sich nach „a" oder „b" (Abb. 1) durchbiegt. Dabei ist der Einfluß der Decke auf eine Verschiebung des oberen Auflagers der Seitenwand beiseite gelassen. Jede gewölbte Decke aber wird, gleichgültig ob mit oder ohne Zugband, eine Verschiebung des Punktes O nach O' entsprechend „c" bzw. „d" (Abb. 2) herbeiführen. Dasselbe ist aber auch der Fall infolge Wärmeausdehnung hochliegender gerader Decken. Diese Tatsache ist bisher bei den Berechnungen der Seitenwand einfach vernachlässigt worden. Das ist aber nur dann möglich, wenn diese Bewegung keine Änderung **äußerer** Lasten hervorruft, also: einmal wenn die Seitenwände im Schlammboden stehen, der sich ähnlich wie Wasser verhält, zum anderen, wenn man einen Tunnelquerschnitt für ein freistehendes Bauwerk ansieht. Das letztere muß aber entschieden als Fehler bezeichnet werden. Vergegenwärtigt man sich, wie stark die Ausschalungsbohlen in den meisten Fällen nach der Baugrube zu durchgebogen sind, und stellt sich nun vor, daß die dahinter sitzende Erdlast eine Bewegung nach außen mitmachen soll, so ist leicht einzusehen, daß dadurch passive Widerstände des Erdkörpers entstehen, mithin die Seitenwände und die Sohle wesentlich höher belastet werden.

Muß aber die Richtigkeit dieser Ausführungen zugegeben werden, so ist es dann einfach Pflicht, den Tunnelquerschnitt so zu gestalten, daß man bei der statischen Berechnung sowohl in der Sohle als auch an den Seitenwänden das Auftreten passiver Drücke entweder ganz vermeidet oder diese in ihrer wirklichen Größe einwandfrei bestimmt und in Rechnung stellt. Die einwandfreie Berechnung ist aber nur möglich, wenn die Last des Bauwerks nicht auf die ganze Sohle übertragen wird, sondern nur unter den Seitenwänden oder Stützenfundamenten den Baugrund belastet. Die Verteilung des Bodendrucks unter der Sohle ist nicht bestimmbar, sondern wird nur angenommen. Von dieser Annahme hängt aber wesentlich die Beanspruchung des ganzen Bauwerks ab. Ferner wird durch die Verkehrsbelastung im Tunnel ein fortwährender Wechsel herbeigeführt, wodurch im ungünstigsten Fall einmal die Seitenwand nach außen (Abb. 3), das andere Mal nach innen (Abb. 4) gedrückt wird. Diese Verhältnisse zwingen ihrer Unübersichtlichkeit wegen dazu, den gegenseitigen Einfluß von Wand und Sohle so viel als möglich auszuschalten. Das geschieht am einfachsten durch Anordnung einer Fuge nach Abb. 5 oder nach Abb. 6 mit verbreitertem Wandfuß.

Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6. Abb. 7.

Um das Verfehlte der bisherigen Sohlenbelastung zu zeigen, sei auf nachstehende Beziehungen hingewiesen: Bei Annahme starrer Eckverbindung kommt die Resultierende der Vertikalkräfte „R" bis „u" (Abb. 7) geschlossen herab, d. h. der Druck erfolgt ziemlich gleichmäßig in der ganzen Breite der Seitenwand. Von diesem Augenblick an soll er sich plötzlich als Dreiecksbelastung über die halbe Sohle verteilt haben. Diese Annahme hätte nur dann eine Berechtigung, wenn „w" und „s"

[1]) Bauingenieur 1924, Heft 16.

gegenüber $\frac{L}{2}$ sehr groß wären. Das trifft aber für Tunnel wohl niemals zu. Denkt man sich die Wand ohne Verbindung mit der Sohle, so wird $\sigma = \frac{R}{20 \cdot 1{,}0}$, dieser Wert ist aber ein Mehrfaches der Belastungshöhe „d". Es ist gar nicht vorstellbar, wie nun auf einmal der Sprung von σ auf d herab vor sich gehen soll. Zieht man zum Vergleich irgendwelche andere Fundamentsohle heran, so wird nie anders gerechnet, als daß $\sigma = \frac{2 R}{3 e \cdot 1{,}0}$ sei (Abb. 8). Bei einer verhältnismäßig so dünnen und elastischen Fundamentplatte wie die Sohle soll das nicht mehr gelten? Das kann nicht richtig sein.

Für die weitere Betrachtung des gegenseitigen Einflusses von Sohle und Baugrund sind deshalb die Wechselbeziehungen festzulegen, wobei, abgesehen von felsigem oder minderwertigem Baugrund, gelten kann, daß die Tragfähigkeit des Baugrundes mit seiner Dichtigkeit (erzeugt durch Einstampfen, schwere Lasten u. a.) zunimmt.

1. Annahme: „Starre Sohle, elastischer Baugrund, — gleichmäßige Lastverteilung über die ganze Sohlenfläche."

Abb. 8.

Abb. 9.

Abb. 10.

Abb. 11.

Abb. 12.

Dies trifft nur dann zu, wenn die Sohle starr ist, also etwa die 3- bis 4fache Stärke der üblichen Ausführung erhielte. Dieser Fall scheidet aus (Abb. 9).

2. Annahme: „Starrer Baugrund, elastische Sohle gewöhnlicher Ausführung, — Lastaufnahme nur unter den Kraftangriffsstellen." Dies trifft kaum bei bestem, sorgfältigst befestigtem Baugrund zu. Bei Felsgrund aber baut man anders (Abb. 10).

3. Annahme: „Elastische Sohle, elastischer Baugrund, — Lastverteilung unbestimmt." Die Beanspruchung des Baugrundes wird an den Außenkanten zwischen σ_1 und σ_2 liegen; z. Zt. wird noch vielfach mit einer von σ_3 bis o bei „m" abnehmenden Lastverteilung gerechnet (Abb. 11).

Die Richtigkeit dieser dritten Annahme gilt es festzustellen, möglichst ohne schwierige mathematische Ableitungen. Zunächst ist der Wert σ_3 (Abb. 11) abhängig von der Elastizität der Sohle und des Baugrundes, dann aber auch von der Art der Bauausführung. Während nun das elastische Verhalten der Sohle mit einiger Sicherheit bestimmt werden kann, ist dies beim Baugrund ausgeschlossen. Damit ist die Unsicherheit der dritten Annahme schon festgestellt. Selbst wenn man imstande wäre 1. die ganze Last des fertigen Bauwerks auf einmal auf den Baugrund aufzusetzen, müßte 2. eine vollständig gleiche Elastizität von Sohle und Baugrund vorhanden sein, wenn die Lastverteilung entsprechend der dritten Annahme eintreten sollte (Abb. 12). Keine der beiden Voraussetzungen trifft jemals zu, also ist die Annahme dieser Art der Baugrundbelastung falsch.

Wenn man zu brauchbareren Annahmen gelangen will, so muß man die Entstehung des Bauwerks verfolgen, wobei noch in der Regel der Einfluß von Grundwasser zu berücksichtigen ist. Nach Absenken des Grundwassers und Ausschachten der Baugrube wird die Schutzschicht von etwa 10 cm Stärke eingebracht. Da sie meist aus Beton besteht, so wird durch das Einstampfen eine gewisse Befestigung (größere Dichte) des Baugrundes herbeigeführt; besitzt der Baugrund ein, wenn auch noch so geringes elastisches Verhalten, so wird seine Festigung, d. i. Widerstand gegen die Auflasten, wieder abnehmen, bis sie im für die dritte Annahme günstigsten Fall nur noch so groß ist, als die bloße Auflast der Schutzschicht bedingt. Man kann weiter schließen, daß der Baugrund auch nach vollendetem Einbringen der ganzen Sohle eine Festigung, d. h. einen Widerstand gleich dem Einheitsgewicht der Sohle besitzt. Geraume Zeit nach der Fertigstellung der Sohle beginnt der Aufbau der

Abb. 13.

Abb. 14.

Abb. 15.

Abb. 16.

Abb. 17.

Abb. 18.

Seitenwände, und damit müßte nun eigentlich auch die Baugrundpressung der dritten Annahme entsprechend sich einstellen. Grundwasserauftrieb ist in diesem Bauzustand noch nicht vorhanden. Der Baugrund erwidert eine Pressung p_s gleich dem Sohlengewicht; die Stampfarbeit, besonders aber das Wandgewicht G_1 erhöhen die Baugrundpressung am Ende der Sohle. Da die Sohle ja elastisch ist, wird sie eine Abbiegung am Ende erleiden (Abb. 13). Der $\sphericalangle\,\alpha$ kann sich noch verkleinern, da der frische Beton der Wand noch keine starre Ecke zu bilden vermag. Erddruck ist auch noch nicht vorhanden. Und so gelten genügend genau die Regeln für die Druckverteilung irgendeines Mauerfußes, d. h.

$$p_1 = \frac{2\,G_1}{1{,}5\ b}.$$

Es sei z. B. s = 0,7 m, dann ist $p_s = 1{,}54$ t/m². Die Wand sei etwa 2 m hoch, in einem Tage gestampft, b = 1,0 m. Dann ist $G_1 = 4{,}4$ t/m und

$$p_1 = \frac{2 \cdot 4{,}4}{1{,}5 \cdot 1{,}0} = 5{,}87\ \text{t/m}^2;$$

p_1 ist also etwa viermal so groß als p_s. Da auch bei der Herstellung des oberen Wandstückes von einer starren Ecke noch nicht gut die Rede sein kann, so wird $\frac{p_1}{p_s}$ einen noch größeren Wert erreichen. Damit nähert sich aber die Widerstandskraft des Baugrundes immer mehr der zweiten Annahme.

Abb. 19.

Das bedeutet aber, daß der Baugrund sich in der Folge unter der Wand nicht mehr weiter zusammenpressen läßt oder aber zum mindesten in weit geringerem Maße als zwischen i und m. Kommt später die gesamte Baulast zur Geltung, so wird sie doch vornehmlich nur in der Strecke a bis i wirksam werden können und die Strecke i bis m nur noch ganz unbedeutend in Anspruch nehmen infolge des wesentlich verschiedenen elastischen Verhaltens des Baugrundes in diesen Strecken (Abb. 14). Tritt der Grundwasserauftrieb in Wirksamkeit mit $t > p_s$, so ergibt sich ein Belastungszustand der Sohle nach Abb. 15, p_2 ist kleiner als p_1; der doppelt schraffierte Teil ist der Überschuß des Auftriebes über die vorher erfolgten Baugrundpressungen. Jetzt liegt der Hauptteil der Baubelastung fast nur noch unter der Seitenwand; einen entsprechenden Vorgang zeigen auch andere Abhandlungen[2]). Ist der Grundwasserauftrieb $t < p_s$, so wird der Belastungszustand der Sohle sich nach Abb. 16 gestalten, d. h. er bleibt derselbe wie in Abb. 14.

Die vorstehenden Ausführungen müßten eigentlich schon vollauf genügen, um die bisher beliebte Sohlenberechnung aufzugeben, es sei aber noch in einem Zahlenbeispiel ein weiterer sehr bedenklicher Übelstand der bisherigen Belastungsannahme aufgezeigt. Dem folgenden Beispiel sei der Querschnitt Stz. 52^{+20} der vor kurzem ausgeführten Strecke der AEG.-Bahn mit seinen Abmessungen und Belastungen zugrunde gelegt.

Die Beanspruchung der Sohle (Abb. 17 u. 18) erfolgt durch das Einspannungsmoment infolge der Annahme einer starren Ecke M = — 31,5 mt und infolge der angenommenen Baugrundbelastung durch das Lastenmoment $\mathfrak{M} = +66{,}0$ mt. Es sollen die Durchbiegungen von neun Punkten bestimmt werden, um möglichst anschaulich die Gestaltung der Sohle unter den bisher üblichen Annahmen zu zeigen. Das Trägheitsmoment sei gleichbleibend

$$J_s = \frac{0{,}73^3 \cdot 1{,}0}{12} = 0{,}0324\ \text{m}^4$$

und E = 210 000 kg/cm². Allgemein ist

$$\delta_m = \frac{1}{E\,J}\int M\,M'\,ds$$

und mit a und b die Größtweite von M und M' bezeichnet[3]).

$$\delta = \frac{1}{E\,J}\left[\frac{1}{3}\,a\,b_1\left(1+\frac{x\,x_1}{l}\right) - \frac{1}{2}\,a\,b_2\,l\right]$$

$$a = \frac{x\,x_1}{l};\quad b_1 = \mathfrak{M};\quad b_2 = M$$

$$E\,\delta = \frac{x\,x_1}{l\,J}\left[\frac{\mathfrak{M}}{3}\left(1+\frac{x\,x_1}{l}\right) - \frac{M}{2}\,l\right]$$

$$= \frac{x\,x_1}{l \cdot 0{,}0324}\left[\frac{66}{3}\left(8{,}15+\frac{x\,x_1}{l}\right) - \frac{31{,}5}{2}\cdot 8{,}15\right]$$

Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{x\,x_1}{l} =$	0,681	1,08	1,285	1,51	1,69	1,84	1,94	2,01	2,04
$E\,\delta =$	1390	2492	3146	3925	4610	5200	5610	5920	6050
$\delta_{cm} =$	0,066	0,119	0,150	0,187	0,219	0,248	0,267	0,282	0,288

Die in Abb. 19 aufgetragenen δ-Werte zeigen ein sofortiges rasches Anwachsen der Durchbiegung. Gewiß ist der Wert von rd 3 mm als größte Durchbiegung nicht bedeutend, doch würde dadurch zunächst eine erhebliche Auflockerung des Baugrundes unter der Sohle erfolgen. Denn das Grundwasser macht ja die Bewegung mit, und durch die Verkehrslast im Tunnel verschwindet die Sohlendurchbiegung fast völlig, um nachher wieder zu erscheinen.

Abb. 19 zeigt die angenommenen Belastungsordinaten der Sohle, die sich aus der Gesamtlast (A = 48.8 t), dem vollen Auftrieb (t = 5,3 t/m²) und dem Sohlengewicht (p_s = 1,6 t/m²) ergeben. Setzt man nun a) die in der Mitte zu der Durchbiegung gehörige Sohlenbelastung ($t - p_s$) als tatsächliche Baugrundpressung an, so geben die reziproken Werte der Durchbiegungen ein ungefähres Bild der Baugrundbelastung, wobei immer noch

Ordinate	9	8	7	6	5	4	3	2	1
σ-Werte der a-Linie . . . . t/m²	3,7	3,78	3,99	4,3	4,87	5,7	7,1	8,95	16,15
Unterschied gegen p-Linie . . . . t/m²	0	1,39	2,41	3,34	4,01	4,42	4,26	3,40	— 2,15

	9–8	8–7	7–6	6–5	5–4	4–3	3–2	2–1	
Teilstreckenbelastung bei p-Linie unter 0—0 t	0,349	0,835	1,328	1,824	2,320	2,815	2,610	5,020	$\sum = 17{,}101$
Minderbelastung infolge a-Linie unter 0—0 t	0,330	0,760	1,150	1,470	1,686	1,736	1,226	0,331	$\sum = 8{,}689$

[2]) Brennecke, „Über Berechnung und Bauweise gemauerter Schleusen und Trockendocks". Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 4. Aufl. III. Teil, 8. Band. Bubendey, „Schiffsschleusen".

[3]) „Hilfsmittel von Richard Schadek von Degenburg und Karl Demel".

vorausgesetzt werden muß, daß der Baugrund ebenso elastisch sei als die Sohle. In Wirklichkeit ist das natürlich nicht der Fall, und die in Abb. 19 dargestellten Baugrundpressungen sind noch mit irgendeinem Faktor μ zu versehen, um die richtigen Werte zu erhalten. Wahrscheinlich ist der Berichtigungswert μ auch noch je nach dem Grade der Auflockerung verschieden.

Mit $\sigma_9\,\delta_9 = \eta$ sei ein konstanter Faktor bezeichnet, dann wird $\sigma_x = \frac{\eta}{\delta_x}$.

Ferner ist noch

$$\left.\begin{array}{ll} \text{von} & 1 \div 0\ \frac{10{,}3+12{,}6}{2}\cdot 0{,}75 = 8{,}59\text{ t} \\ \text{und von} & 0 \div a\ \frac{12{,}6+14{,}04}{2}\cdot 0{,}475 = 6{,}33\text{ t} \end{array}\right\}\ 14{,}92\text{ t},$$

8,689 + 14,92 = 23,609 t ist nun der Lastanteil, der die Strecke $1 \div a$ unter o—o belastet; da $\sigma_1 = 16{,}15 - 3{,}7 = 12{,}45$ t/m², so wird

$$\sigma_a = \frac{2\cdot 23{,}609}{0{,}75+0{,}475} - 12{,}45 = 26{,}1\ \text{t/m}^2,$$

einschl. $t - p_s$ ist $\sigma_a = 29{,}8$ t/m².

b) Der restliche Auftrieb $t - p_s$ ist aber nicht die tatsächliche Baugrundpressung, die in der Mitte nur soviel betrug als das Sohlengewicht, nämlich $p_s = 1{,}6$ t/m². Die darauf bezogenen Ordinaten betragen dann, wenn wieder $\eta = \sigma_9\,\delta_9 = 1{,}6 \cdot 0{,}288 = 0{,}461$, $\sigma_8 = 1{,}63$; $\sigma_7 = 1{,}73$; $\sigma_6 = 1{,}86$; $\sigma_5 = 2{,}1$; $\sigma_4 = 2{,}46$; $\sigma_3 = 3{,}07$; $\sigma_2 = 3{,}87$ und $\sigma_1 = 6{,}99$ t/m².

Die ganze Auflast nach Abzug des Auftriebes betrug:

$$\frac{14{,}04}{2}\cdot 4{,}55 = 31{,}94\ \text{t},$$

davon geht noch ab die Mehrbelastung der Strecke $2 \div 1$ mit

$$\frac{0{,}17+3{,}29}{2}\cdot 0{,}53 = 0{,}92\ \text{t}.$$

Dann sind von $1 \div a$ an Last aufzunehmen 31,94 — 0,92 = 31,02 t und damit wird

$$\sigma_a = \frac{2\cdot 31{,}02}{0{,}75+0{,}475} - 3{,}29 = 47{,}4\ \text{t/m}^2$$

oder unter o—o:

$$\sigma_a = 43{,}7\ \text{t/m}^2.$$

Zulässig etwa $\sigma = 60$ t/m². Die Belastungsfläche zwischen der o — o-Linie und dem darüber liegenden Teil der „b"-Linie wäre nun noch auf der Strecke $2 \div a$ flächengleich abzusetzen, wie es punktiert angedeutet sei.

Die Ermittlungen unter „b" zeigen ebenfalls deutlich das typische Bild der Abb. 15. Besonders hervorgehoben sei, daß schon das geringe $\delta_1 = 0{,}066$ cm eine Verminderung der Belastungsordinate ($\sigma_1 = 6{,}99$ t/m²) auf genau die Hälfte der Dreiecksannahme ($p_1 = 10{,}3 + 3{,}7$) bedeutet. Ist bei der Ausführung eine Betonfuge zwischen w und s (Abb. 20) entstanden, so dürfte der theoretische Durchbiegungswert δ_1 wahrscheinlich noch überschritten werden, d. h. σ_1 wird noch kleiner.

Die auf diese Weise in „a" (Abb. 19) entstehende Baugrundpressung ist natürlich eine sehr ungünstige Form. Wollte man die Ergebnisse obiger Rechnung als Unterlagen einer Berechnung wählen, ließe sich etwa nachstehende Form finden. Die Resultierende liegt an der Grenze des mittleren Drittels des Belastungsdreiecks. Man erhält:

$$\sigma_a = \frac{2\,R}{1{,}5\cdot w\cdot 1{,}0} = \frac{4}{3}\cdot\frac{R}{w\cdot 1{,}0}$$

$$\sigma_r = \frac{2}{3}\cdot\frac{4}{3}\cdot\frac{R}{w\cdot 1{,}0} = \frac{8}{9}\cdot\frac{R}{w\cdot 1{,}0}$$

(Abb. 21),

wobei $R = A - \sum(t - p_s)$

Nimmt man nun an, daß die Baugrundpressung weiter in Form einer Parabel ausläuft, so wird σ_r gleich dem Stich f der Parabel. Ein Zahlenbeispiel möge das besser zeigen. Es war nach S. 549 A = 48,8 t;

$$\sum(t - p_s) = 3{,}7\cdot 4{,}55 = 16{,}8\ \text{t}$$

d. g. $R = 48{,}8 - 16{,}8 = 32{,}0$ t.

$$\sigma_a = \frac{4}{3}\cdot\frac{32}{0{,}95\cdot 1{,}0} = \frac{4}{3}\cdot 33{,}7 = 45\ \text{t/m}^2$$

und $\sigma_r = \frac{8}{9}\cdot 33{,}7 = 30$ t/m².

Die Streckenlast zwischen σ_a und σ_r beträgt:

$$\sum = \frac{45+30}{2}\cdot\frac{0{,}95}{2} = 17{,}8\ \text{t};$$

für die anschließende Belastungsfläche ist dann:

$$F = 32 - 17{,}8 = 14{,}2\ \text{t}.$$

Es ist nun

$$2\,F = \frac{2}{3}\,b\,f\ \text{(Abb. 22)}$$

oder

$$F = \frac{1}{3}\,b\,f,$$

$$b = \frac{3\,F}{f} = \frac{3\cdot 14{,}2}{30} = 1{,}42\ \text{m (Abb. 23)}$$

d. i. ähnlich dem Punkt 2 der b-Linie in Abb. 19.

Mit obigen Ausführungen ist erwiesen, daß die Baulasten auch bei starrer Ecke, infolge der Herstellungsart nur unter der Seitenwand vom Baugrund übernommen werden. Es sei nochmals auf die eingangs gegebene Voraussetzung hingewiesen, daß der Baugrund hierbei gleiche Elastizität besitzen muß wie die Sohle, andernfalls wird die Sohle immer weniger Last aus der Wand übertragen.

Abb. 20.

Abb. 21. Abb. 22. Abb. 23.

Warum befreit man sich nicht von den Unklarheiten, die die starre Verbindung mit sich bringt? Weil es immer so gemacht worden ist? Das träfe nicht einmal zu. Haben nicht die Tunnelstrecken im grundwasserfreien Gebiet bewiesen, daß es auch ohne Sohle geht? Und wie liegt nicht die Folgerung nahe, daß man zum Fernhalten aufquellenden Wassers und Aufnahmen des Wasserauftriebs nur eines umgekehrten Gewölbes bedarf?

Es ist doch das Natürlichste von der Welt, und bei den meisten Brücken längst ausgeführt, das Gewölbe in einem Fugengelenk gegen die Wand zu stützen. Was wird dadurch nicht alles gewonnen:

1. Die Berechnung aller Teile des Tunnels vereinfacht sich. Man bekommt ganz klare, übersichtliche statische Verhältnisse.

2. Die Baulasten bleiben unbedingt unter der Wandsohle, ganz gleich, ob man die Sohle vor oder nach der Wand ausführt.

3. Die Lasten des Untergrundverkehrs rufen nicht mehr fortwährend wechselnde Beanspruchungen in allen Bauteilen einschl. der Decke hervor, sondern belasten nur noch die Sohle.

Abb. 24.

Hierbei sei nochmals auf das Hdb. d. I.-W. hingewiesen, dort heißt es im Bd. 8, S. 38: „......... so erkennt man den großen Nutzen, welchen das nachträgliche Einsetzen der Sohle für die Standsicherheit des Bauwerks bringt."

Wenn alle diese Vorzüge zugegeben werden, dann kommt als ultima ratio der Anhänger des alten Troges der Einwand, die Dichtung könne an der Stelle „f" (Abb. 24) beschädigt werden. Das ist aber ein Einwand, der bei dem gewöhnlichen Baugrund keine Berechtigung hat, wenn man bedenkt, daß der Wechsel der Baugrundpressung bei der abgetrennten Sohle infolge Verkehrslast nur um 0,1 kg/cm² schwankt. Dadurch wird sicher keine tatsächliche Bewegung in „f" hervorgerufen, so daß für die Annahme einer Beschädigung der Dichtung kein Grund vorliegt. Der große Reibungswiderstand in der Fuge infolge des Druckes, den die Wand auf die Sohle ausübt, verhindert ebenfalls jede meßbare Bewegung. Auch maßgebende Dichtungsfirmen haben in dieser Beziehung keine Besorgnisse geäußert.

Wahrscheinlich wird aber die Einführung der Sohlenfuge einen andern, nicht unerheblichen Vorteil den Untergrundbahntunnels bringen. Infolge der Trennung der durch die Stöße des Bahnverkehrs in Schwingung versetzten Sohle von den anderen Bauteilen werden diese nicht oder nur sehr gedämpft mitschwingen. Die Verbreitung des Schalls nach den Seiten durch die infolge der starren Ecken wagerecht schwingenden Seitenwände hat aufgehört. Die Schallübertragung auf benachbarte Häuser wird größtenteils verschwinden.

Ein folgender Aufsatz soll die statischen und wirtschaftlichen Vorteile der Trennung zwischen Wand und Sohle zahlenmäßig belegen.

ZUM 70. GEBURTSTAG VON JOHN R. FREEMAN,
CONSULTING ENGINEER IN PROVIDENCE, RHODE ISLAND.

Am 27. Juli dieses Jahres begeht John R. Freeman seinen 70. Geburtstag. Bei der hohen technischen und wissenschaftlichen Bedeutung, die er in den Vereinigten Staaten und über deren Grenzen hinaus genießt, dürfte eine kurze Würdigung seiner Lebensarbeit auch für den deutschen Ingenieur wertvoll sein.

John R. Freeman begann 1878 seine Laufbahn als graduierter Ingenieur des Massachusetts Institute of Technology in Boston im Dienste der Lawrence Water Power Comp.; hier gewann er bereits eingehende Kenntnisse der hydraulisch-wissenschaftlichen Meßmethoden, denen ein erheblicher Teil seiner späteren Lebensarbeit gewidmet sein sollte.

10 Jahre später war Freeman Leiter der Mutuell Fire Insurance Comp. In dieser Stellung war er erfolgreichst bemüht, den Feuerschutz der Gebäude auf eine wissenschaftliche Grundlage zu stellen, eine Arbeit, die ihn durch sein ganzes weiteres technisches Schaffen begleitet hat. Und wenn heute die amerikanischen gewaltigen Bauten sich hoher Feuersicherheit rühmen können, so verdanken sie das zu einem sehr erheblichen Teile den weitschauenden wissenschaftlichen Experimentaluntersuchungen von Freeman und der aus diesen abgeleiteten immer weiter fortschreitenden konstruktiven Sicherung der Baulichkeiten gegen Schäden durch Feuer.

Aus dieser Zeit stammt auch die erste, heute noch grundlegende und umfassende Experimentalarbeit Freemans über „die Bewegung des Wassers in Schläuchen", die den besten Arbeiten eines Weißbach, Bazin und anderer Hydrauliker gleichkommt.

Neben diesen, für die gesamte Technik hochwertvollen Arbeiten betätigte sich zudem Freeman in hervorragender Weise als Ingenieur auf dem Gebiete des Wasserbaues, im besonderen der Wasserversorgung der Städte, der Wasserkraftanlagen, der Fluß- und Kanalbauten — eine Ingenieurleistung, die sich auf fast alle Großausführungen der Vereinigten Staaten erstreckte, und der er seinen heute umfassenden Ruf als einer der hervorragendsten Wasserbauingenieure der Welt verdankt. Im besonderen darf anerkannt werden, daß Freeman bei allen seinen großen Ingenieurwerken stets bemüht gewesen ist, die wissenschaftlichen Grundlagen des Wasserbaues zu erweitern und zu vertiefen. In diesem selben Sinne erstrebt er seit längerer Zeit die Errichtung eines großen nationalen Wasserbau-Laboratoriums in Washington, sich hierbei auf die Erfahrungen stützend, die beim Bau und Betrieb vor allem der deutschen gleichartigen Flußbau-Laboratorien gemacht worden sind.

Auf Anregung von Freeman und mit seiner Unterstützung wird in diesem Jahre im Verlag des Vereins deutscher Ingenieure ein umfassendes Werk über „Das wasserbauliche Versuchswesen in Europa" erscheinen, ein Werk, das neben den Anregungen des Verfassers zu einem sehr erheblichen Teile der Ausgestaltung der deutschen Wasserbaulaboratorien gewidmet ist, und das großzügig und einwandfrei anerkennt, was gerade in Deutschland auf diesem Gebiete vorbildlich und führend geleistet worden ist.

Nicht unerwähnt sei, daß die überragende Bedeutung Freemans als Ingenieur sich auch dadurch kennzeichnet, daß er sowohl Präsident der American Society of mechanical Engineers als auch Präsident der American Society of Civil Engineers gewesen ist. Bei dieser seiner Bedeutung ist es selbstverständlich, daß Freeman sich auch den Fragen des technischen Unterrichts in seinem Heimatlande zugewendet und durch seine Erfahrungen und Kenntnisse auch dieses Gebiet in hervorragender Weise gefördert hat. Hierfür wurde ihm der Dank der maßgebenden Stellen durch seine Berufung in den Board of Trustees des Mass. Institute of Technology in Boston zuteil.

In Anerkennung seiner hervorragenden wissenschaftlichen Leistungen hat die Technische Hochschule Dresden auf Antrag ihrer Bauingenieur-Abteilung Herrn John R. Freeman anläßlich seines 70. Geburtstages die Würde eines Doktor-Ingenieur ehrenhalber verliehen, im besonderen in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen für die wissenschaftliche Förderung des wasserbaulichen Versuchswesens.

Möchte es dem hierdurch ausgezeichneten Fachgenossen beschieden sein, sich noch lange dieser wohlverdienten Ehrung bei geistiger und körperlicher Frische zu erfreuen und in Freeman der deutschen Ingenieurwelt der getreue und anerkennende Freund und Förderer lange noch erhalten bleiben.

M. Foerster.

GROSSRAUMFÖRDERUNG AUF GRUBE MARGA DER ILSE BERGBAU A.-G., SENFTENBERG N.-L.

Von Dr.-Ing. Paul Boros, Oberingenieur der Industriebau-Akt.-Ges., Berlin.

Längenschnitt Längsansicht Querschnitt

Grundriß A—B Grundriß C—D

Abb. 1.

Übersicht. Beschreibung der Zuführung der Rohbraunkohle zu den Brikettierungsanlagen. Konstruktive Ausbildung der Bunker auf den Gruben Marga I und II. Grundgedanke der Entleerungsvorrichtung und Gleisbefestigung. Grundlagen der statischen Untersuchung. Schlußsatz.

Nachdem wichtige Produktionsgebiete der Steinkohle durch den Versailler Vertrag der deutschen Volkswirtschaft verlorengegangen sind, sah sich die Ilse-Bergbau-Aktiengesellschaft in den ersten Nachkriegsjahren vor erhöhte Anforderungen gestellt. Es wurden Anlagen geschaffen, die die Werke bei weitestgehender Benutzung maschineller Einrichtungen zur Vergrößerung ihrer Wirtschaftlichkeit und zur vermehrten Produktion befähigen sollten.

Auf der Grube Marga wurde das Prinzip der Kettenbahnförderung aufgegeben und, um entfernt gelegene Gewinnungsstellen der Kohle wirtschaftlich nutzbar zu machen, wurde ein Plan geschaffen, der die Zubringung der Rohbraunkohle zu den Naßhäusern mittels schnellfahrender elektrischer Bahnen vorsieht, unter Zwischenschaltung von Kohlenbunkern, die als Reservebehälter in Zeiten unregelmäßiger Zufuhr die Rohbraunkohle den Brikettierungsanlagen unmittelbar zur Verfügung stellen.

Abb. 2.

Für die Zugförderung wurden elektrische Triebwagen von 45 000 kg Gesamtgewicht vorgesehen, während die Bodenselbstentlader bei einem Fassungsvermögen von rd. 30 m³ auf vier Achsen eine Last von 31,5 t zu tragen hatten.

Die Kohlenbunker, die in baulicher Hinsicht vom Althergebrachten abweichen und deren Ausbildung nachstehend erläutert werden soll, wurden im Anschluß an die Bauarbeiten auf Grube Erika und Anna Mathilde (Verwaltungsgebäude, Turbinenfundamente usw.) auf Grube Marga I mit rd. 1000 t und auf Grube Marga II mit rd. 1200 t Fassungsvermögen errichtet. Die Bauten wurden im Herbst 1923 begonnen und trotz beengter Baustellenverhältnisse, sowie trotz Unterbrechungen durch Streiks und Frostperioden im Herbst 1924 fertiggestellt.

Während bei der Ausschreibung der Förderbrücken die Eisenbetonbauweise mit dem Eisenbau in Wettbewerb stand, war für die Bunkerbauten von vornherein der Eisenbeton

als Baustoff gewählt. Hierbei wurde die Bauleitung von den guten Erfahrungen geleitet, die gerade bei Braunkohlen mit hohem Wassergehalte für Bunkeranlagen mit dem Verbundbau gemacht worden sind.

Die auf Grube Marga I und II aufgestellten Anlagen weisen keine wesentlichen Unterschiede hinsichtlich der Systemanordnung auf. Nur die Gesamtlänge der Bunker wurde verschieden gewählt, um den abweichenden Ansprüchen der zwei Brikettierungsanlagen bezüglich des Fassungsvermögens gerecht zu werden.

Abb. 3.

Auf der Übersichtszeichnung Abb. 1 ist die Gesamtanordnung der Bunker dargestellt, auf welcher auch zur Hälfte die Außenansicht des Bunkers I zu ersehen ist.

Im Gegensatz zu den gebräuchlichen Ausführungen haben die Bunker auf Wunsch der Ilse Bergbau A.-G. keine Unterteilung in einzelne Zellen erhalten, sondern bilden einen rd. 44 bzw. 53 m langen Behälter, der auf Stützen gelagert durch ein Eisenbetondach nach Abb. 2 überdeckt ist. Auf dieser Abbildung ist auch das Gleis der elektrischen Zugförderung zu ersehen. Auf Abb. 3 sind die eingeschalteten inneren Bunkerschrägen, sowie das Verlegen der Eisenbewehrung abgebildet.

Die Trichter besitzen weder eine Verschlußnoch eine Entleerungsvorrichtung; vielmehr bilden die je 7 m langen Schrägflächen am Auslauf einen durchgehenden Längsschlitz, durch welchen die Kohle ohne Unterbrechung auf den unter dem Schlitz befindlichen Tisch fließen kann. Von diesem Tisch wird durch ein Schaufelrad auf lotrechter Achse — das sich wieder in der Längsrichtung des Bunkers bewegen kann — die Kohle entnommen.

Die Abb. 4 zeigt die zur Entnahme der Kohle vorgesehene maschinelle Einrichtung. Auf dieser Abbildung ist auch das Transportband ersichtlich, das zur Weiterbeförderung der Kohle zu den Naßhäusern vorgesehen ist.

Das Fördergleis, das sich in rd. 9,1 m Höhe über Gebäudefußboden befindet, ist auf Längsschwellen gelagert und mit der Eisenbetonkonstruktion in keiner Weise verbunden. Die auf Abb. 5 dargestellte Ausbildungsart des Gleisanschlusses ist gewählt worden, damit die durch die schnellfahrenden Lokomotiven erzeugten Erschütterungen nicht in den Beton eingreifende Befestigungsteile lockern und dadurch auch den Beton ungünstig beanspruchen können.

Die eigentliche Tragkonstruktion des Bunkers bilden in 4,40 bzw. 4,50 m Abstand stehende 9,10 m hohe Rahmen, deren Stiele in den Mittelfeldern in 3,50 m Höhe mittels eines Zugbandes zusammengehalten werden. Die 7 m langen Bunkerböden sind in dieses Traggerippe eingehängt und durch ein Betonfachwerk an die vorerwähnten Hauptrahmen abgestützt. Durch die steife Verbindung des Fachwerkes mit dem Hauptrahmen entsteht das in Abb. 6 dargestellte 14fach statisch unbestimmte System, dessen statisch unbekannte Größen bei symmetrischer Belastung sich auf 8 vermindern. Betrachtet man bei der Untersuchung des Unterstützungsfachwerkes den auf 9,1 m liegenden oberen Riegel, sowie die Stiele als vollkommen unelastisch, so läßt sich das Fachwerk, das starre Knotenpunkte besitzt, auch unabhängig vom Hauptsystem untersuchen. Die genaue Berechnung und die Untersuchung auf Grund der eben angeführten Annahmen ergab nur kleine und für die Bemessung unwesentliche Unterschiede. Die auf Grund der vereinfachten Berechnungsweise ermittelten Stabkräfte und Biegungsmomente des Unterstützungsfachwerkes konnten am Hauptsystem als äußere Kräfte angebracht werden. Die auf diese Weise erfolgte Auflösung des 8- bzw. 14fach statisch unbestimmten Systems in ein 2- und ein 6fach unbestimmtes ergab für die Bemessung genügend genaue Resultate.

Das System des Schrägbodens ist das einer elastischen Platte mit unvollkommener Schneidenlagerung nach Abb. 7. Die Untersuchung der zweiachsigen Spannungszustände ist mit großer Sorgfalt und mit Berücksichtigung der durch die Reibung der Kohle an den Wänden erzeugten Zugkräfte vorgenommen worden.

Abb. 4.

Entsprechend den amtlichen Bestimmungen für Eisenbeton betragen die Beanspruchungen der Hauptkonstruktionsteile im allgemeinen für Beton 40 kg je cm^2 und für Eisen 1200 kg je cm^2; lediglich die Gleisträger sind mit $\frac{\sigma b}{\sigma e} = \frac{35}{1000}$ bemessen. Der Beton wurde mit Rüchsicht auf die durch die

Längenschnitt A—B.

Querschnitt C—D.

Grundriß.

Abb. 5.

Abb. 6.

Schnitt A-B

Schnitt C-D

Abb. 7.

schnellfahrende Lokomotive erzeugten Erschütterungen, sowie mit Rücksicht auf die auftretenden Zugspannungen ausschließlich mit Splitzusatz in Mischung 1 : $2^1/_3$: 3 hergestellt und mittels Probekörper fortlaufend während der Bauausführung auf seine Festigkeit geprüft.

Die Ausführung wurde der Albert Pusch-Baugesellschaft m.b.H., Senftenberg, übertragen, die als Tochtergesellschaft der Industriebau-Aktiengesellschaft in Berlin zusammen mit dieser die Projektbearbeitung und Durchführung des Baues vornahm.

Nachdem die Anlagen zum Teil bereits seit etwa einem Jahre in Betrieb genommen worden sind und zu keinerlei Beanstandungen geführt haben, kann wohl mit Recht behauptet werden, daß diese neuartige Bauweise ihren Zweck erfüllt hat und als bewährt angesehen werden kann.

ÜBER RECHENPROBEN BEI DER BERECHNUNG VIELFACH STATISCH UNBESTIMMTER SYSTEME.

Von Dr.-Ing. Günter Worch, Darmstadt.

Übersicht. Bei der Durchführung langwieriger Zahlenrechnungen ist es in der Praxis meist üblich, die von dem einen aufgestellte Berechnung durch einen anderen nachrechnen zu lassen. Erfahrungsgemäß bietet dieses Verfahren jedoch keine Garantie für die Richtigkeit der Rechnung, denn häufig werden damit nur dieselben Rechenfehler zum zweiten Male gemacht.

In dieser Abhandlung soll nun gezeigt werden, wie sich ohne große Rechenarbeit die Zahlenrechnungen auf eine durchaus sichere Weise kontrollieren lassen. Die angegebenen Verfahren eignen sich ebenso gut für die dauernde Kontrolle neu aufzustellender als auch zur teilweisen Nachprüfung (Stichproben) bereits vorliegender Berechnungen.

Zwei Anforderungen sind es, die der praktisch rechnende Ingenieur an gute Rechenproben stellen muß:

1. Die Proben müssen Zug um Zug neben der Rechnung herlaufen; man soll also möglichst sofort kontrollieren können, ob die eben durchgeführte Rechnung richtig ist, und nicht etwa erst am Schluß einer seitenlangen Berechnung feststellen müssen, daß irgendwo — wo, ist noch unbekannt — ein Fehler steckt.

2. Die Kontrollrechnungen müssen mit einem Mindestmaß von Zeitaufwand durchzuführen sein; es sollen also möglichst nur bereits vorhandene Zahlenwerte benutzt werden.

Im folgenden sollen nun zwei Rechenproben vorgeführt werden, die den eben gestellten Anforderungen vollauf gerecht werden. Die erste dient dazu, die Koeffizienten der aufzustellenden Elastizitätsgleichungen auf ihre Richtigkeit hin zu prüfen; die zweite, um festzustellen, ob bei der Lösung dieser Elastizitätsgleichungen keine Rechenfehler unterlaufen sind.

1. Prüfung der Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen (δ_{ik}).

Je höher die Anzahl der statisch unbestimmten Größen unserer Bauwerke wird, desto mehr werden wir dazu übergehen, die Berechnung stufenweise unter Verwendung immer neuer statisch unbestimmter Hauptsysteme vorzunehmen, um so die vielen Elastizitätsgleichungen in einzelne, voneinander unabhängige, leichter lösbare Gleichungsgruppen zu spalten.

Bei der Berechnung und Prüfung der Koeffizienten derartiger Gleichungsgruppen, d. h. der Ermittlung von Verschiebungen oder Verdrehungen an statisch unbestimmten Hauptsystemen, leistet uns der Reduktionssatz gute Dienste. Haben wir es beispielsweise mit einem n-fach statisch unbestimmten vollwandigen System zu tun, so besagt der Reduktionssatz, daß wir an Stelle von

$$\delta_{ik}^{(n)} = \int M_i^{(n)} M_k^{(n)} \frac{ds}{EJ} + \int N_i^{(n)} N_k^{(n)} \frac{ds}{EF} + \int Q_i^{(n)} Q_k^{(n)} \frac{ds}{GF'} \quad \ldots (1$$

die Werte:

$$\delta_{ik}^{(n)} = \int M_i^{(n)} M_k \frac{ds}{EJ} + \int N_i^{(n)} N_k \frac{ds}{EF} + \int Q_i^{(n)} Q_k \frac{ds}{GF'} \quad \ldots (2$$

oder:

$$\delta_{ik}^{(n)} = \int M_i M_k^{(n)} \frac{ds}{EJ} + \int N_i N_k^{(n)} \frac{ds}{EF} + \int Q_i Q_k^{(n)} \frac{ds}{GF'} \quad \ldots (3$$

setzen können[1]).

Hierin bedeuten die Werte $M^{(n)}$, $N^{(n)}$ und $Q^{(n)}$ die Momente, Normalkräfte und Querkräfte am n-fach statisch unbestimmten Hauptsystem, während die M, N und Q (ohne oberen Index) am statisch bestimmten Hauptsystem (der Kürze halber Grundsystem genannt) zu nehmen sind. Dieses Grundsystem erhält man, indem man an dem unbestimmten Tragwerk so viele statische Größen beseitigt denkt, als statische Unbestimmtheiten vorhanden sind. Je höher nun die Anzahl der statisch unbestimmten Größen ist, desto größer ist auch die Anzahl der verschiedenen möglichen Grundsysteme; man hat nur darauf zu achten, daß diese Grundsysteme stabil sind. Für die Anwendung des Reduktionssatzes ist es nun ganz gleichgültig, welches von den verschiedenen möglichen Grundsystemen wir der Rechnung zugrunde legen. Wir können also zur Bestimmung eines $\delta^{(n)}$-Wertes mit einem Grundsystem, zur Ermittlung eines anderen $\delta^{(n)}$-Wertes mit einem anderen Grundsystem arbeiten, und zwar treffen wir die Auswahl der verschiedenen Grundsysteme zweckmäßig so, daß die Zahlenrechnungen möglichst einfach werden.

Die Anwendung dieses Reduktionssatzes gibt uns nun ein sehr einfaches und schnelles Mittel zur Prüfung unserer $\delta^{(n)}$-Werte. Die Momente, Normal- und Querkräfte am statisch unbestimmten Hauptsystem werden sowieso gebraucht. Dieselben Werte am Grundsystem bzw. an den Grundsystemen lassen sich meist sofort angeben; teilweise sind sie auch schon gebraucht worden zur Berechnung des statisch unbestimmten Hauptsystemes.

Wir prüfen also einen nach Formel (2) aufgestellten Wert $\delta_{ik}^{(n)}$ durch Ansetzen der Gleichung (3). Ein Wert:

$$\delta_{ii}^{(n)} = \int M_i^{(n)} M_i \frac{ds}{EJ} + \int N_i^{(n)} N_i \frac{ds}{EF} + \int Q_i^{(n)} Q_i \frac{ds}{GF'} \quad \ldots (4$$

läßt sich leicht kontrollieren, indem wir die Werte M_i, N_i und Q_i einmal an dem einen und das zweitemal an einem anderen Grundsystem nehmen. Ebenso verfahren wir auch, wenn die Formeln (2) und (3) zufällig die gleichen Zahlenansätz eergeben.

Abb. 1.

Das angegebene Verfahren sei im folgenden an einem Beispiel erläutert, und zwar wählen wir dazu die in Abb. 1 dargestellte Rahmenkette. Außer den wirklichen Längen sind in Abb. 1 in Klammern gleich die reduzierten Längen $l_r' = l_r \frac{J_c}{J_r}$ bzw. $h_r' = h_r \frac{J_c}{J_r^h}$ angegeben. Der Einfluß der Längs- und Querkräfte auf die Formänderungsarbeit wird, wie üblich, vernachlässigt. Hinsichtlich der Vorzeichen der Biegungsmomente wollen wir vereinbaren, daß alle diejenigen Momente, die an der gestrichelten Stabseite (vgl. Abb. 1) Zug erzeugen, als positiv, die anderen als negativ in die Rechnung eingeführt werden.

Das vorliegende System ist zwölffach statisch unbestimmt; wir wählen das Moment und die Längskraft rechts vom Punkte 6 und links von 8 als statisch unbestimmte Größen. Das so entstehende achtfach statisch unbestimmte Hauptsystem zeigt Abb. 2; zwei mögliche Grundsysteme sind in Abb. 3 und 4 dargestellt. Die Berechnung der Momentenflächen für

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

die vier Zustände X = — 1, sowohl am statisch unbestimmten Hauptsystem als auch an den beiden Grundsystemen, wollen wir als bekannt voraussetzen. Dann erhalten wir die in Abb. 5 bis 8 dargestellten M-Flächen.

Wir arbeiten zweckmäßig mit den EJ_c-fachen δ-Werten:

$$E J_c \delta_{ik}^{(n)} = \int M_i^{(n)} M_k \, ds',$$

worin $ds' = ds \frac{J_c}{J}$ die reduzierte Länge von d s bedeutet. Da keine Verwechslung möglich ist, schreiben wir der Kürze halber in der Folge statt $E J_c \delta$ nur δ und erhalten die Werte:

$$\delta_{11}^{I} = \int M_1^I M_{1a} \, ds'$$
$$= + \frac{12{,}0}{6} (2 \cdot 0{,}540\,323 - 0{,}258\,065) + \frac{12{,}0}{6} (2 \cdot 1{,}0 - 0{,}323\,529)$$
$$= + 4{,}998\,10.$$

Probe:

$$\delta_{11}^{I} = \int M_1^I M_{1b} \, ds'$$
$$= + \frac{8{,}0}{2} (0{,}459\,678 - 0{,}048\,387) + \frac{12{,}0}{2} (1 - 0{,}323\,529)$$
$$- 8{,}0 \cdot 0{,}088\,235 = + 4{,}998\,10.$$

$$\delta_{12}^{I} = \int M_1^I M_{2a} \, ds'$$
$$= + \frac{8{,}0}{6} (0{,}459\,678 - 2 \cdot 0{,}048\,387) - \frac{8{,}0}{2} \cdot 0{,}088\,235$$
$$= + 0{,}130\,93.$$

[1]) Der mit dem Reduktionssatz und seinen Anwendungen nicht vertraute Leser findet Ausführliches darüber u. a. in des Verfassers Abhandlung: „Beispiele zur Anwendung des Reduktionssatzes", Beton u. Eisen 1924, Heft 4, S. 39—42.

Abb. 5.

Abb. 6.

Abb. 7.

Abb. 8.

Probe:

$$\delta^I_{12} = \int M_{1a} M^I_2 \, ds'$$
$$= + \frac{12,0}{6}(2 \cdot 0{,}217\,742 - 0{,}193\,548) - \frac{12,0}{6} \cdot 0{,}176\,471$$
$$= + 0{,}130\,93.$$

$$\delta^I_{13} = \int M^I_1 M_{3a} \, ds' = + \frac{8,0}{2} \cdot 0{,}088\,235 = + 0{,}352\,94.$$

Probe:

$$\delta^I_{13} = \int M_{1a} M^I_3 \, ds' = + \frac{12,0}{6} \cdot 0{,}176\,471 = + 0{,}352\,94.$$

$$\delta^I_{14} = \int M^I_1 M_{4a} \, ds' = - \frac{9,0}{6} \cdot 0{,}235\,294 = - 0{,}352\,94.$$

Probe:

$$\delta^I_{14} = \int M_{1a} M^I_4 \, ds' = - \frac{12,0}{6} \cdot 0{,}176\,471 = - 0{,}352\,94.$$

$$\delta^I_{22} = \int M^I_2 M_{2a} \, ds'$$
$$= + \frac{8,0}{6}(2 \cdot 0{,}338\,710 - 0{,}217\,742) + \frac{8,0}{6}(2 \cdot 0{,}588\,235 - 0{,}411\,765)$$
$$= + 1{,}632\,51.$$

Probe:

$$\delta^I_{22} = \int M^I_2 M_{2b} \, ds'$$
$$= + \frac{12,0}{6}(2 \cdot 0{,}193\,548 - 0{,}25) + \frac{12,0}{6}(2 \cdot 0{,}193\,548 - 0{,}217\,742)$$
$$+ \frac{8,0}{6}(2 \cdot 0{,}411\,765 - 0{,}588\,235) + \frac{9,0}{3} \cdot 0{,}235\,294 = + 1{,}632\,51.$$

$$\delta^I_{23} = \int M^I_2 M_{3a} \, ds' = - \frac{8,0}{6}(2 \cdot 0{,}588\,235 - 0{,}411\,765) = - 1{,}019\,61.$$

Die Probe $\delta^I_{23} = \int M_{2a} M^I_3 \, ds'$ hat hier denselben Zahlen-

aufbau, wie der eben berechnete Wert. Wir bilden daher als Kontrolle:

$$\delta^I_{23} = \int M_{2b} M^I_3 \, d\,s' \\ = -\frac{8,0}{6}(2\cdot 0,411\,765 - 0,588\,235) - \frac{9,0}{3}\cdot 0,235\,294 = -1,019\,61.$$

$$\delta^I_{24} = \int M^I_2 M_{4a} \, d\,s' = +\frac{9,0}{6}\, 0,235\,294 = +0,352\,94.$$

Probe:

$$\delta^I_{24} = \int M_{2a} M^I_4 \, d\,s' = +\frac{8,0}{2}\cdot 0,088\,235 = +0,352\,94.$$

$$\delta^I_{33} = \int M^I_3 M_{3a} \, d\,s' \\ = +\frac{8,0}{6}(2\cdot 0,588\,235 - 0,411\,765) + \frac{8,0}{6}(2\cdot 0,335\,266 - 0,221\,699) \\ = +1,618\,05.$$

Probe:

$$\delta^I_{33} = \int M^I_3 M_{3b} \, d\,s' \\ = +\frac{8,0}{6}(2\cdot 0,411\,765 - 0,588\,235) + \frac{9,0}{3}\cdot 0,235\,294 \\ + \frac{11,0}{6}(2\cdot 0,195\,616 - 0,221\,699) + \frac{12,0}{6}(2\cdot 0,195\,616 - 0,247\,419) \\ = +1,618\,05.$$

$$\delta^I_{34} = \int M^I_3 M_{4a} \, d\,s' \\ = -\frac{9,0}{6}\cdot 0,235\,294 + \frac{11,0}{6}(2\cdot 0,221\,699 - 0,195\,616) = +0,101\,33.$$

Probe:

$$\delta^I_{34} = \int M_{3a} M^I_4 \, d\,s' \\ = -\frac{8,0}{2}\cdot 0,088\,235 + \frac{8,0}{6}(0,444\,304 - 2\cdot 0,051\,802) = +0,101\,33.$$

$$\delta^I_{44} = \int M^I_4 M_{4a} \, d\,s' \\ = +\frac{9,0}{6}(2\cdot 1,0 - 0,264\,706) + \frac{11,0}{6}(2\cdot 0,555\,696 - 0,255\,026) \\ = +4,172\,95.$$

Probe:

$$\delta^I_{44} = \int M^I_4 M_{4b} \, d\,s' = -8,0\cdot 0,088\,235 + \frac{9,0}{2}(1,0 - 0,264\,706) \\ + \frac{8,0}{2}\cdot(0,444\,304 - 0,051\,802) = +4,172\,95.$$

Auch zur Probe der Belastungsglieder der Elastizitätsgleichungen ist der Reduktionssatz recht geeignet. In Abb. 9

Abb. 9.

sind beispielsweise die Momentenflächen für eine linksseitige Windbelastung w t/m dargestellt.

Dann wird:

$$Z_1 = \delta^I_{01} = \int M^I_0 M_{1a} \, d\,s' \\ = +\frac{12,0}{6}(2\cdot 3,084\,683\,w - 1,741\,927\,w) = +8,854\,8\,w.$$

Probe:

$$Z_1 = \int M_0 M^I_1 \, d\,s' \\ = +\frac{12,0}{12}\cdot 18\,w\,(3\cdot 0,25 - 0,258\,065) = +8,854\,8\,w.$$

$$Z_2 = \delta^I_{02} = \int M^I_0 M_{2a} \, d\,s' \\ = +\frac{8,0}{6}(2\cdot 5,298\,39\,w - 3,084\,683\,w) = +10,016\,1\,w.$$

Probe:

$$Z_2 = \int M_0 M^I_2 \, d\,s' \\ = +\frac{12,0}{12}\cdot 18\,w\,(3\cdot 0,25 - 0,193\,548) = +10,016\,1\,w.$$

$$Z_3 = \delta^I_{03} = \int M^I_0 M_{3a} \, d\,s' = 0.$$

Probe:

$$Z_3 = \int M_0 M^I_3 \, d\,s' = 0.$$

$$Z_4 = \delta^I_{04} = \int M^I_0 M_{4a} \, d\,s' = 0.$$

Probe:

$$Z_4 = \int M_0 M^I_4 \, d\,s' = 0.$$

Genau ebenso lassen sich auch für alle anderen Lastzustände die Proben auf die Richtigkeit der Z-Werte durchführen.

2. Prüfung der Lösung der Elastizitätsgleichungen.

Das hier angegebene Verfahren gilt — im Gegensatz zu dem im vorigen Abschnitt — ganz allgemein, also ohne Rücksicht darauf, ob die Berechnung mit Hilfe von statisch unbestimmten Hauptsystemen erfolgt ist oder nicht.

Haben wir es mit n Unbekannten zu tun, so nehmen die n Elastizitätsgleichungen die Form an:

$$\left.\begin{array}{l}
\delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \delta_{13} X_3 + \ldots + \delta_{1i} X_i + \ldots + \delta_{1n} X_n = Z_1 \\
\delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \delta_{23} X_3 + \ldots + \delta_{2i} X_i + \ldots + \delta_{2n} X_n = Z_2 \\
\delta_{31} X_1 + \delta_{32} X_2 + \delta_{33} X_3 + \ldots + \delta_{3i} X_i + \ldots + \delta_{3n} X_n = Z_3 \\
\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
\delta_{i1} X_1 + \delta_{i2} X_2 + \delta_{i3} X_3 + \ldots + \delta_{ii} X_i + \ldots + \delta_{in} X_n = Z_i \\
\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
\delta_{n1} X_1 + \delta_{n2} X_2 + \delta_{n3} X_3 + \ldots + \delta_{ni} X_i + \ldots + \delta_{nn} X_n = Z_n
\end{array}\right\} \quad (5$$

oder, der Kürze halber, in der Müller-Breslau'schen Tafelform geschrieben:

δ-Tafel.

	X_1	X_2	X_3		X_i		X_n	
1	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}		δ_{1i}		δ_{1n}	$= Z_1$
2	δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}		δ_{2i}		δ_{2n}	$= Z_2$
3	δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}		δ_{3i}		δ_{3n}	$= Z_3$
i	δ_{i1}	δ_{i2}	δ_{i3}		δ_{ii}		δ_{in}	$= Z_i$
n	δ_{n1}	δ_{n2}	δ_{n3}		δ_{ni}		δ_{nn}	$= Z_n$

(5a

Die Lösung dieser Elastizitätsgleichungen wird nun zweckmäßig so vorgenommen, daß die X sich als lineare Funktionen der Z ergeben[2]).

Wir schreiben also:

$$\left.\begin{aligned}
X_1 &= \beta_{11} Z_1 + \beta_{12} Z_2 + \beta_{13} Z_3 + \ldots + \beta_{1i} Z_i + \ldots + \beta_{1n} Z_n \\
X_2 &= \beta_{21} Z_1 + \beta_{22} Z_2 + \beta_{23} Z_3 + \ldots + \beta_{2i} Z_i + \ldots + \beta_{2n} Z_n \\
X_3 &= \beta_{31} Z_1 + \beta_{32} Z_2 + \beta_{33} Z_3 + \ldots + \beta_{3i} Z_i + \ldots + \beta_{3n} Z_n \\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
X_i &= \beta_{i1} Z_1 + \beta_{i2} Z_2 + \beta_{i3} Z_3 + \ldots + \beta_{ii} Z_i + \ldots + \beta_{in} Z_n \\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
X_n &= \beta_{n1} Z_1 + \beta_{n2} Z_2 + \beta_{n3} Z_3 + \ldots + \beta_{ni} Z_i + \ldots + \beta_{nn} Z_n
\end{aligned}\right\} \quad (6$$

oder wieder in Tafelform:

β-Tafel.

	Z_1	Z_2	Z_3		Z_i		Z_n
$X_1 =$	β_{11}	β_{12}	β_{13}		β_{1i}		β_{1n}
$X_2 =$	β_{21}	β_{22}	β_{23}		β_{2i}		β_{2n}
$X_3 =$	β_{31}	β_{32}	β_{33}		β_{3i}		β_{3n}
$X_i =$	β_{i1}	β_{i2}	β_{i3}		β_{ii}		β_{in}
$X_n =$	β_{n1}	β_{n2}	β_{n3}		β_{ni}		β_{nn}

(6a

Zwischen den δ- und den β-Werten besteht nun die Beziehung[3]):

$$\left.\begin{aligned}
\delta_{11}\beta_{11} + \delta_{12}\beta_{12} + \delta_{13}\beta_{13} + \ldots + \delta_{1i}\beta_{1i} + \ldots + \delta_{1n}\beta_{1n} &= 1 \\
\delta_{21}\beta_{21} + \delta_{22}\beta_{22} + \delta_{23}\beta_{23} + \ldots + \delta_{2i}\beta_{2i} + \ldots + \delta_{2n}\beta_{2n} &= 1 \\
\delta_{31}\beta_{31} + \delta_{32}\beta_{32} + \delta_{33}\beta_{33} + \ldots + \delta_{3i}\beta_{3i} + \ldots + \delta_{3n}\beta_{3n} &= 1 \\
\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots& \\
\delta_{i1}\beta_{i1} + \delta_{i2}\beta_{i2} + \delta_{i3}\beta_{i3} + \ldots + \delta_{ii}\beta_{ii} + \ldots + \delta_{in}\beta_{in} &= 1 \\
\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots& \\
\delta_{n1}\beta_{n1} + \delta_{n2}\beta_{n2} + \delta_{n3}\beta_{n3} + \ldots + \delta_{ni}\beta_{ni} + \ldots + \delta_{nn}\beta_{nn} &= 1
\end{aligned}\right\} \quad (7$$

Haben wir also die β-Tafel nach irgendeinem Verfahren errechnet, so bieten uns die Gleichungen (7) eine recht bequeme Probe für die Richtigkeit der Rechnung. Wir brauchen nur, sobald wir eine Zeile der β-Tafel bestimmt haben, die Werte dieser Zeile mechanisch mit den entsprechenden Werten der δ-Tafel zu multiplizieren; die Summe der Produkte dieser Zeile muß dann Eins ergeben.

Für unser Beispiel (Abb. 1) hatten wir im vorigen Abschnitt die δ-Werte errechnet. Wir erhalten die folgende Tafel:

δ-Tafel.

	X_1	X_2	X_3	X_4	
1	+ 4,99810	+ 0,13093	+ 0,35294	− 0,35294	$= Z_1$
2	+ 0,13093	+ 1,63251	− 1,01961	+ 0,35294	$= Z_2$
3	+ 0,35294	− 1,01961	+ 1,61805	+ 0,10133	$= Z_3$
4	− 0,35294	+ 0,35294	+ 0,10133	+ 4,17295	$= Z_4$

Die β-Werte sind errechnet (wie, spielt hier keine Rolle) zu:

β-Tafel.

	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4
$X_1 =$	+ 0,211 584	− 0,087 205	− 0,102 843	+ 0,027 768
$X_2 =$	− 0,087 205	+ 1,090 447	+ 0,713 487	− 0,116 929
$X_3 =$	− 0,102 843	+ 0,713 487	+ 1,096 054	− 0,095 659
$X_4 =$	+ 0,027 768	− 0,116 929	− 0,095 659	+ 0,254 201

Zur Probe bilden wir die Summen der Produkte $\delta_i \cdot \beta_i$:

$+ 4{,}998\,10 \cdot 0{,}211\,584 - 0{,}130\,93 \cdot 0{,}087\,205$
$\quad - 0{,}352\,94 \cdot 0{,}102\,843 - 0{,}352\,94 \cdot 0{,}027\,768 = 1{,}000\,002\,4$

$- 0{,}130\,93 \cdot 0{,}087\,205 + 1{,}632\,51 \cdot 1{,}090\,447$
$\quad - 1{,}019\,61 \cdot 0{,}713\,487 - 0{,}352\,94 \cdot 0{,}116\,929 = 1{,}000\,000\,5$

$- 0{,}352\,94 \cdot 0{,}102\,843 - 1{,}019\,61 \cdot 0{,}713\,487$
$\quad + 1{,}618\,05 \cdot 1{,}096\,054 - 0{,}101\,33 \cdot 0{,}095\,659 = 1{,}000\,001\,2$

$- 0{,}352\,94 \cdot 0{,}027\,768 - 0{,}352\,94 \cdot 0{,}116\,929$
$\quad - 0{,}101\,33 \cdot 0{,}095\,659 + 4{,}172\,95 \cdot 0{,}254\,201 = 1{,}000\,005\,6$

Man erkennt, daß diese Probe sich recht leicht und bequem durchführen läßt; da es sich um eine ganz mechanische Rechenoperation handelt, kann man auch eine Hilfskraft mit der Ausführung der Probe betrauen.

In den meisten technischen Bureaus, wo viel gerechnet wird, dürfte wohl eine Rechenmaschine zur Verfügung stehen. In diesem Fall lassen sich die angegebenen Kontrolluntersuchungen in ganz kurzer Zeit durchführen.

Die für diese Rechenprobe durchgeführte Zahlenrechnung kann man übrigens gleichzeitig als Kennzeichen dafür benutzen, ob die Wahl der statisch unbestimmten Größen zweckmäßig war oder nicht. Denn wir brauchen ja nur sämtliche Werte $\delta_{ik}\,\beta_{ik}$, absolut genommen, zu addieren, um sofort zu übersehen, wieviel der Fehler der Lösung, in Prozenten ausgedrückt, im allerungünstigsten Falle betragen kann, wenn der Fehler in den δ_{ik}-Werten ein Prozent beträgt[4]).

In unserem Beispiel erhalten wir die Summe aller Werte $\delta_{ik}\,\beta_{ik}$, absolut genommen, zu:

$$\sum \left| \delta_{ik}\,\beta_{ik} \right| = 7{,}343\,834\,1$$

d. h. also, daß bei einer Ungenauigkeit der δ_{ik}-Werte von 1 vH die Lösung höchstens um $\pm \backsim 7{,}3$ vH fehlerhaft herauskommen kann. Mit Rücksicht auf die zwölffache statische Unbestimmtheit des Systemes muß dieses Resultat als recht gut bezeichnet werden.

3.

In diesem Abschnitt wollen wir, der Vollständigkeit halber, noch kurz auf die Proben eingehen, die zur Verfügung stehen, um die Lösung der gesamten Aufgabe zu kontrollieren. Es sind

Abb. 10.

2) Vgl. Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 1. Abteil., 5. Aufl., 1922, S. 144 und 145.

3) Vgl. Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 1. Abteil., 5. Aufl., 1922, S. 174, oder: Domke, Handbuch für Eisenbetonbau, X. Bd., 2. Aufl., 1920, S. 48.

4) Vgl. A. Hertwig, Die Fehlerwirkungen beim Auflösen linearer Gleichungen und die Berechnung statisch unbestimmter Gebilde, Der Eisenbau, 1917, S. 110, oder: Domke, Handbuch für Eisenbetonbau, X. Bd. 2. Aufl., 1920, S. 41.

dies — bei ebenen Systemen — die drei Gleichgewichtsbedingungen:

Summe aller Biegungsmomente gleich Null,
Summe aller horizontalen Kräfte gleich Null,
Summe aller vertikalen Kräfte gleich Null.

Für unser Zahlenbeispiel sind die Biegungsmomente infolge linksseitigen Winddrucks in Abb. 10 dargestellt.

Nach Abb. 11 ist nun für den Knotenpunkt 6 (vgl. auch Abb. 1):

$$M_6^l - M_6^r - M_6^u = 0$$

Ebenso wird:

für Knotenpunkt 7: $M_7^l - M_7^r + M_7^u = 0$

und für Knotenpunkt 8: $M_8^l - M_8^r + M_8^u = 0$

Abb. 11.

Setzen wir die in Abb. 10 angegebenen Werte der Biegungsmomente in diese Kontrollgleichungen ein, so erhalten wir:

Punkt 6: $-0{,}334\,268\,w - 1{,}000\,076\,w + 1{,}334\,345\,w = +0{,}000\,001\,w$

Punkt 7: $-0{,}850\,998\,w - 0{,}930\,593\,w + 1{,}781\,591\,w = 0{,}000\,000\,w$

Punkt 8: $-0{,}925\,292\,w - 0{,}868\,269\,w + 1{,}793\,561\,w = 0{,}000\,000\,w$

Ebenso läßt sich auch die Kontrolle für die Richtigkeit der Auflagerkräfte in horizontaler und vertikaler Richtung leicht durchführen.

PRÄSIDENT A. D., GEHEIMER JUSTIZRAT DR. JUR.
EMIL GUGGENHEIMER †,
VORSTANDSMITGLIED DES REICHSVERBANDES DER DEUTSCHEN INDUSTRIE.

In den letzten Junitagen verstarb Emil Guggenheimer. Mit ihm ist ein Mann dahingegangen, der an dem Aufbau der deutschen Wirtschaft und Industrie einen hervorragenden Anteil genommen hat.

Geboren im Jahre 1860 zu München, widmete sich Guggenheimer zunächst der juristischen Laufbahn im bayrischen Staatsdienste. Im Jahre 1903 trat er als Syndikus in die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg ein, wurde hier 1904 stellvertretender Direktor, 1907 Vorstandsmitglied. 1914 erhielt er den Titel eines Königlich bayrischen Kommerzienrates, im Jahre 1923 durch das bayrische Staatsministerium der Justiz den Titel eines Geheimen Justizrates.

In den Jahren 1919—1921 war Guggenheimer Vorsitzender einer der Unterkommissionen für Materialrückgabe an Belgien und Frankreich, wurde im Jahre 1920 Präsident der Rücklieferungskommission und gleichzeitig Reichskommissar für die Ausführung der Aufbauarbeiten in den zerstörten Gebieten. 1919—22 war er Kommissar der Reichsregierung für Fragen der Ausführung und Auslegung des Friedensvertrages.

Guggenheimer gehörte zu den tätigsten Mitgliedern im Vorstande des Reichsverbandes der Deutschen Industrie seit dessen Begründung. Ein gründlicher Kenner aller einschlägigen Verhältnisse ließ er den Arbeiten des Reichsverbandes die mannigfachste und weitgehendste Förderung zuteil werden. Im besonderen machte er sich als Vorsitzender des Steuerausschusses und des Ausschusses für Bank- und Kreditfragen und für gewerblichen Rechtsschutz hochverdient.

Zudem beteiligte sich Guggenheimer auch an den Arbeiten des deutschen Vereins für den Schutz des gewerblichen Eigentums und beschäftigte sich weiter als Mitglied der deutschen Gruppe der internationalen Vereinigung für gewerblichen Rechtsschutz mit den Fragen der Regelung der internationalen Beziehungen dieses Gebietes.

Trotz schwerer Leiden, von denen er bereits seit längerer Zeit heimgesucht wurde, ließ er es sich nicht nehmen, an den Arbeiten des Reichsverbandes der deutschen Industrie bis in die allerletzte Zeit mitzuwirken. In der Hauptausschußsitzung des Reichsverbandes, die den Auftakt zu dessen Kölner Tagung bildete, erstattete er noch ein längeres Referat über Steuerfragen. Es sollte dies seine letzte hingebungsvolle Arbeit sein, denn nach Beendigung dieses Referates traf ihn ein schwerer Anfall von Herzschwäche, von dem er sich nicht wieder erholen sollte.

Die deutsche Industrie- und Handelswelt wird dem Dahingegangenen stets ein ehrendes Gedenken bewahren.

M. F.

HILFSMITTEL ZUR ERMITTLUNG VON SILOWANDDRÜCKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Walther Kunze, Dresden

Übersicht. Es wird eine Koeffiziententabelle und ein Kurvenblatt für die Seiten- und Sohlendrücke von Silofüllgütern mitgeteilt. Grundlage ist die bekannte Gleichung von Janßen. Vergleich mit Lösers Tabelle.

Für die Berechnung der Seiten- und Bodendrücke in Zellensilos ist die Formel von Janßen eine anerkannte Grundlage. Lufft hat ihre Gültigkeit in seiner Broschüre: „Die Druckverhältnisse in Silozellen" an Hand eigener und fremder Versuche großen Maßstabes für Getreide nachgeprüft und als erwiesen bezeichnet. Für andere Arten von Schüttgütern fehlen allerdings ausreichende Versuchsergebnisse. Trotzdem wird nach Anleitung der in Betracht kommenden Lehr- und Handbücher in der Regel nach Janssenscher Weise gerechnet, denn auch der Untersuchungsgang nach den Vorschlägen von Mörsch und Sor beruht mehr oder weniger, mindestens aber in dem Werte für $p_{s_{max}}$ auf Janßens Ableitung.

Bei dieser allgemeinen Anerkennung der Janßenschen Kurve erscheint es wünschenswert, diese selbst und nicht einen Ersatzlinienzug für die Wand- bzw. Sohlenbelastung zugrunde zu legen, namentlich wenn auch zur Auffindung der Ersatzlinie verschiedene Zwischenrechnungen nötig sind.

Die Ermittlung der Janßenschen Kurve erfordert aber eine nicht unerhebliche logarithmische Rechnung.

Die von Löser im Taschenbuch für Bauingenieure gegebene kleine Tabelle bietet zwar eine gewisse Erleichterung, doch scheint das in der vorliegenden Veröffentlichung gegebene Hilfsmittel im Gebrauch noch bedeutend einfacher. Die nachfolgende Tabelle ist das Ergebnis einer planmäßig, und deshalb sehr ökonomisch durchgeführten Berechnung für alle praktisch in Betracht kommenden Fälle.

Tabelle zur Berechnung der Wand- und Sohlendrücke in Silozellen.

Tiefe	Exponenten $\frac{UK}{F}$ in m^{-1}												
m	0,050	0,075	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200	0,225	0,250	0,275	0,300	0,325	0,350
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,0	0,049	0,072	0,095	0,117	0,139	0,160	0,181	0,202	0,221	0,240	0,259	0,277	0,294
2,0	0,095	0,139	0,181	0,221	0,259	0,294	0,330	0,362	0,393	0,423	0,451	0,478	0,503
3,0	0,139	0,202	0,259	0,312	0,362	0,408	0,451	0,491	0,528	0,562	0,594	0,623	0,650
4,0	0,181	0,259	0,330	0,393	0,451	0,583	0,550	0,594	0,632	0,667	0,699	0,727	0,753
5,0	0,221	0,312	0,393	0,464	0,528	0,583	0,632	0,675	0,714	0,747	0,777	0,803	0,826
6,0	0,259	0,362	0,451	0,528	0,594	0,650	0,699	0,741	0,777	0,808	0,835	0,861	0,878
7,0	0,294	0,408	0,503	0,583	0,650	0,705	0,753	0,793	0,826	0,858	0,878	0,896	0,914
8,0	0,330	0,451	0,550	0,632	0,699	0,753	0,798	0,835	0,865	0,889	0,909	0,926	0,939
9,0	0,362	0,491	0,594	0,675	0,741	0,793	0,835	0,868	0,893	0,916	0,933	0,946	0,957
10,0	0,393	0,528	0,632	0,714	0,777	0,826	0,865	0,893	0,918	0,936	0,950	0,961	0,970
11,0	0,423	0,562	0,667	0,747	0,808	0,858	0,889	0,916	0,936	0,951	0,963	0,972	0,979
12,0	0,451	0,594	0,599	0,777	0,835	0,878	0,909	0,933	0,950	0,963	0,973	0,980	0,985
13,0	0,478	0,623	0,727	0,803	0,861	0,896	0,926	0,946	0,961	0,972	0,980	0,985	0,989
14,0	0,503	0,650	0,753	0,826	0,878	0,914	0,939	0,957	0,970	0,979	0,985	0,989	0,993
15,0	0,528	0,675	0,777	0,846	0,893	0,929	0,950	0,966	0,977	0,984	0,989	0,992	0,995
16,0	0,550	0,699	0,798	0,865	0,909	0,939	0,962	0,973	1	1	1	1	1
18,0	0,584	0,741	0,835	0,893	0,933	0,957	0,973	1	1	1	1	1	1
20,0	0,632	0,777	0,865	0,920	0,950	0,970	1	1	1	1	1	1	1

Nach Janßen ist der Seitendruck im Maximum: $p_{s_{max}} = \frac{\gamma F}{\mu U}$, der Bodendruck im Maximum: $p_{v_{max}} = \frac{\gamma F}{K U}$.

Die obenstehende Tabelle liefert die Koeffizienten, mit denen $p_{s_{max}}$ oder $p_{v_{max}}$ multipliziert werden müssen, um die Drücke in beliebigen Tiefen zu finden.

Kurven für Silodrücke.

$p_s = \xi$, $p_{s_{max}} = \xi \frac{\gamma F}{\mu U}$ und $p_v = \xi \, p_{v_{max}} = \xi \frac{\gamma F}{K U}$

Erläuterung:

Die Ordinaten stellen die Tiefen x unter der Schüttungsoberkante dar. Die Abszissen ergeben die zugehörigen Werte der Klammer $\left(1 - e^{-\frac{UKx}{F}}\right)$. In dem Faktor $\frac{\gamma F}{\mu U}$ ist γ in t/m^3, F in m^2 und U in m einzusetzen. Die an die Kurven angeschriebenen Zahlen 0,150, 0,175 usw. bedeuten die Werte $\frac{UK}{F}$ in m bezw. m^2, $K = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \tan \varphi'$.

$\tan \varphi' = \mu$ = Reibungswinkel zwischen Wand und Füllgut,
φ = Böschungswinkel der Füllmasse.

Die Tabelle bzw. das Kurvenblatt gibt für die Gleichungen

$$p_s = \left(1 - e^{-x\frac{UK}{F}}\right) \frac{\gamma F}{\mu U}$$

und

$$p_v = \left(1 - e^{-x\frac{UK}{F}}\right) \frac{\gamma F}{K U}$$

den Klammerwert: $p_{s_{max}} = \frac{\gamma F}{\mu U}$; $p_{v_{max}} = \frac{\gamma F}{K U}$.

Obige Gleichungen lassen sich auch schreiben als:

$$p_s = \xi \, p_{s_{max}} \text{ und } p_v = \xi \, p_{v_{max}},$$

$$\text{worin } \xi = 1 - e^{-x\frac{UK}{F}}$$

In der Tabelle sind die Werte x = 1,0 — 2,0 usw. bis 20 m berücksichtigt. Der Rest des Exponenten $\frac{UK}{F}$ ist in den weitesten Grenzen abgewandelt.

Als äußerste Grenzen für U/F werden angenommen:

$$U/F = 0{,}625 \text{ und } U/F = 1{,}60$$

Der erstere Wert entspricht einer kreisförmigen Zelle vom Radius 3,20 m; nämlich $2\,r/r^2 = 2/r = 2/3{,}20 = 0{,}625\ m^{-1}$. Der letztere Wert entspricht einer rechteckigen Zelle vom Seitenverhältnis 1 : 2 bei einer Seitenlänge von 1,88 bzw. 3,76 m; nämlich $6s/2s^2 = 6 \cdot 1{,}88/2 \cdot 1{,}88^2 = 1{,}60\ m^{-1}$. Extremere Fälle dürften kaum vorkommen.

Als Grenzwerte für K sind angenommen:

$$K = \tan^2 (45^0 - \varphi/2) \tan \varphi' = 0{,}080 \text{ und } 2{,}20.$$

Der erstere Wert wird erreicht bei $\varphi = 45^0$ und $\tan \varphi' = \mu = 0{,}49$. Während $\varphi = 45^0$ für steilgeböschte Schüttgüter wie Erze und Koks zutreffen dürfte, ist bei diesen Stoffen mit einem Wandreibungsbeiwert selbst bei geputzter Wand von mehr als 0,49 zu rechnen, so daß K = 0,080 wohl nie nach unten überschritten werden dürfte.

Der letztere Wert (0,220) entspricht einem Böschungswinkel $\varphi = 22^0$ und einem Wandreibungsbeiwert von 0,48.

Bei Malz kann äußersten Falles ein derartig flacher Böschungswinkel angenommen werden. Der Wandreibungswinkel wird oft zu $^3/_4\,\varphi$ angenommen; dann wäre $\tan 17^0\ 30' = 0{,}315$ einzusetzen. Man sieht, daß die Annahme $\tan \varphi' = \mu = 0{,}48$ unwahrscheinlich hoch ist und damit K = 0,220 wohl eine kaum vorkommende obere Grenze darstellt.

Die Kombination der ungünstigsten Werte U/F und K ergibt:

$U/F.K = 0{,}625.0{,}080 = 0{,}050$ (Kleinstwert)

$U/F.K = 1{,}60 \ .0{,}220 = 0{,}350$ (Größtwert).

Für diese Werte und die — um 0,025 gestaffelten — Zwischenwerte sind Tabelle und Kurvenblatt aufgestellt.

Wie einfach die Ermittlung der Wand- und Sohlendrücke mit diesen Hilfsmitteln erfolgen kann, möge das nachfolgende Beispiel zeigen.

Beispiel:

Zellensilo von 4,00 × 4,00 m Grundfläche.
Inhalt: Weizen, R-G : $\gamma = 0{,}800$ t/cbm.
Böschungswinkel: $\varphi = 26^0$,
Wandreibungsbeiwert: $\mu = \tan \varphi'$; $\varphi' = 20^0$
$\mu = 0{,}364$,
Schütthöhe: 10,0 m über Trichteroberkante.

a) Wie groß sind von Meter zu Meter die Seitendrücke des Füllgutes?

b) Wie groß ist der Sohlendruck in der Ebene der Trichteroberkante?

1. Berechnung der Maximalwerte für p_s und p_v.

$$p_{s_{max}} = \frac{\gamma F}{\mu U} = \frac{0{,}800 \cdot 16{,}0}{0{,}364 \cdot 16{,}0} = \underline{\underline{2{,}20 \text{ t/m}^2}}$$

$$K = \tan^2 (45^0 - \varphi/2)\, \mu = 0{,}390 \cdot 0{,}364 = 0{,}142$$

Da φ und μ nur ungenaue Werte sind, wird der Wert K in erhöhtem Maße ungenau. Es genügt für K statt 0,142 den runden Wert 0,150 anzunehmen.

$$p_{v_{max}} = \frac{\gamma F}{K U} = \frac{0{,}800 \cdot 16{,}0}{0{,}150 \cdot 16{,}0} = \underline{\underline{5{,}35 \text{ t/m}^2}}$$

2. Benutzung der Tabelle.

$$\text{Leitwert } \frac{U K}{F} = \frac{16{,}0 \cdot 0{,}150}{16{,}0} = 0{,}150$$

Für diesen Leitwert werden der Tabelle die Faktoren ξ für die verschiedenen Tiefen entnommen. Die Drücke sind dann:

$$\left.\begin{array}{l} p_{s_1} = 0{,}139 \\ p_{s_2} = 0{,}259 \\ p_{s_3} = 0{,}362 \\ p_{s_4} = 0{,}451 \\ p_{s_5} = 0{,}528 \\ p_{s_6} = 0{,}594 \\ p_{s_7} = 0{,}650 \\ p_{s_8} = 0{,}699 \\ p_{s_9} = 0{,}741 \\ p_{s_{10}} = 0{,}777 \end{array}\right\} \cdot 2{,}20 = \left\{\begin{array}{ll} 0{,}306 & \text{t/m}^2 \\ 0{,}570 & ,, \\ 0{,}800 & ,, \\ 0{,}990 & ,, \\ 1{,}062 & ,, \\ 1{,}305 & ,, \\ 1{,}430 & ,, \\ 1{,}540 & ,, \\ 1{,}630 & ,, \\ \mathbf{1{,}710} & ,, \end{array}\right.$$

Der Vertikaldruck am unteren Ende des Silo-Schaftes ist:

$$p_v = \xi_{10}\, p_{v_{max}} = 0{,}777 \cdot 5{,}35 = 4{,}16 \text{ t/m}^2$$

* * *

Hiermit sei der Rechnungsgang nach Löser (Taschenb. f. Bauing., IV. Aufl. S. 1006—7) in Vergleich gesetzt.

1. Berechnung von $p_{s_{max}}$

$$p_{s_{max}} = \frac{\gamma F}{U \tan \varphi'} = \frac{0{,}800 \cdot 16{,}0}{16{,}0 \cdot 0{,}364} = \underline{\underline{2{,}20 \text{ t/m}^2}}$$

2. Ermittlung der Äquivalenz-Höhe h

$$h = \frac{p_{s_{max}}}{\alpha} = \frac{p_{s_{max}}}{\gamma \tan^2 (45^0 - \varphi/2)} = \frac{2{,}20}{0{,}8 \cdot 0{,}390} = 7{,}05 \text{ m}$$

3. Ermittlung der Werte $\lambda = y : h$

$$\left.\begin{array}{l} \lambda_1 = 1{,}00 \\ \lambda_2 = 2{,}00 \\ \lambda_3 = 3{,}00 \\ \lambda_4 = 4{,}00 \\ \lambda_5 = 5{,}00 \\ \lambda_6 = 6{,}00 \\ \lambda_7 = 7{,}00 \\ \lambda_8 = 8{,}00 \\ \lambda_9 = 9{,}00 \\ \lambda_{10} = 10{,}00 \end{array}\right\} : 7{,}05 = \left\{\begin{array}{l} 0{,}141 \\ 0{,}283 \\ 0{,}424 \\ 0{,}566 \\ 0{,}707 \\ 0{,}850 \\ 0{,}992 \\ 1{,}134 \\ 1{,}275 \\ 1{,}415 \end{array}\right.$$

4. Benutzung der aus der Gleichung

$$p_s = \frac{e^\lambda - 1}{e^\lambda}\, p_{s_{max}}$$

abgeleiteten Tabelle (S. 1007 a. a. O).

Will man, wie wünschenswert, die Drücke in vollen Metertiefen haben, so muß man für jede Metertiefe interpolieren, z. B. für $y = 10{,}0 \text{ m} = 1{,}415$ h ergibt sich unter Benutzung der Löserschen Tabelle

$$p_{s_{10}} = \left(0{,}753 + 0{,}045 \cdot \frac{0{,}015}{0{,}200}\right) p_{s_{max}} = 0{,}756 \cdot 2{,}20 = \underline{\underline{1{,}663 \text{ t/m}^2}}$$

5. Berechnung des Vertikaldruckes nach der Formel

$$p_v = p_s \frac{\gamma}{\alpha} = p_s \cdot \frac{1}{\tan^2 (45° - \varphi/2)}$$

Ergebnis der Gegenüberstellung:

1. Die Stichprobe zeigt für eine Tiefe von 10,0 m eine Differenz in den Werten $p_{s_{10}}$ von

$$1{,}710 - 1{,}663 = 0{,}047 \text{ t/m}^2 = 3 \text{ vH}.$$

Die Abweichung ist dadurch erklärlich, daß unserer Tabelle die Beiwerte für K = 0,150 statt 0,142 entnommen sind.

2. Die Lösersche Tabelle ist eleganter, weil sie statt der vielen absoluten Werte eine relative Tiefe $x/\frac{F}{UK}$ oder nach Lösers Bezeichnungen y/h[1]) $= \lambda$ benutzt.

3. Das Arbeiten mit der neuen Tabelle erweist sich jedoch als bedeutend bequemer, es erspart die Berechnung der Äquivalenz-Höhe h und die Berechnung der Werte $y : h = \lambda$ und die Interpolationen.

[1]) h ist nicht mit der Gesamthöhe der Zelle zu verwechseln. h ist die Aequivalenzhöhe, definiert nach der Formel $h = \frac{p_{s_{max}}}{\gamma \tan^2 (45^0 - \varphi/2)}$

ZUSCHRIFT ZUM AUFSATZ RIECKHOF IN HEFT 7.

Beitrag zur experimentellen Lösung statisch unbestimmter Systeme.

Von Ing. Ladislaus Feimer, Budapest.

Herr Christian Rieckhof veröffentlicht im Heft 7 d. J. eine kurze Abhandlung über seinen „Nupubest"-Apparat, welche die zeichnerische Lösung statisch unbestimmter Systeme sehr einfach und übersichtlich ermöglicht. Verfasser dieses kurzen Beitrages befaßte sich gleichsfalls, angeregt durch die erwähnten amerikanischen Versuche mit diesem vielverheißenden Problem, beschränkte sich jedoch auf das Gebiet der durchlaufenden Träger, konnte aber die Versuche aus fernliegenden Gründen nicht rechtzeitig abschließen. So möchte ich nur, wenn auch im geringen Maße, dem Werke Herrn Rieckhofs beisteuern.

Der Erfinder des „Nupubest" wählt, seiner Veröffentlichung gemäß, zur Lösung der statisch unbestimmten Systeme den Weg, daß er mit seinem Apparat die Wendepunkte der

Biegungslinien bestimmt, die selbstredend als Momentennullpunkte zu betrachten sind. Mit Hilfe der Nullpunkte und der elementaren Momentenlinien läßt sich der endgültige Momentenverlauf leicht bestimmen.

Zwecks experimenteller Bestimmung der Einflußlinien, also nicht der Momentenlinien, wie bei Herrn Rieckhof, durchlaufender Balkenträger glaubte ich auf einem anderen Weg zum Ziele zu gelangen. Das Verfahren beruht auf einer kurz anzuführenden, in der Praxis üblichen Berechnungsart.

Zerschneidet man einen durchlaufenden Träger an einem

gehoben, bis das Gewicht frei hing und in dieser Lage befestigt. Die Lage des Metallstabes, welche nebenbei bemerkt gegenüber dem Stahlband als starr betrachtet werden konnte, lieferte die Endtangenten, d. h. einen Teil des Endverdrehungswinkels. Die Linie wurde mit einem Bleistiftstrich gezeichnet, geradeso die Biegungsfigur des Stahlbandes, welches bereits die verzerrte Momentenlinie darstellt. Falls die Lage des betreffenden Stützpunktes nicht symmetrisch ist, wird das Verfahren mit gleichbleibendem Gewicht und Hebelarm bei der anderen Trägerhälfte wiederholt.

Abb. 3. δpn 1 δnn

Abb. 2.

Abb. 1. $n-2$ $n-1$ (P) δpn n $M=1$ δnn $n+1$ $n+2$

beliebigen Stützpunkt und läßt hier die Momente M = 1 wirken, (Abb. 1), so besteht zwischen den Ordinaten der Biegungslinie, den Endtangenten und der Momente das bekannte Verhältnis:

$$M_n = -1^t \frac{\delta p n}{\delta n n}$$

Die Zeichnung der Biegungslinie, herrührend von den Momenten (M = 1) erfolgte mit einer einfachen Vorrichtung, welche aus einem Stahlband bestand, an dessen Ende ein durchlochter Metallstab befestigt wurde (Abb. 2). Das Stahlband wurde den Stützpunkten entsprechend am Reißbrett mittels Pickiernadeln befestigt und an den Metallstab ein Gewicht mit Bindfaden befestigt (Abb. 3). Nun wurde das Reißbrett so weit

Trotz der primitiven, selbstverfertigten Einrichtung lieferte das Verfahren — bei einiger Übung — brauchbare Resultate. Ein entschiedener Nachteil der Methode liegt darin, daß sie nur bei durchweg gleichbleibendem Trägheitsmoment anwendbar ist. Ein Mangel, der ja dem „Nupubest" auch anhaften dürfte.

Zum Schluß sei noch bemerkt, daß dem Verfasser dieses Beitrages nichts ferner lag, als die Priorität Herrn Rieckhofs bestreiten zu wollen. Ich empfinde es im Gegenteil als eine Genugtuung, daß ich beim Ausarbeiten einer Erfindung, der zweifelsohne eine große Zukunft bevorsteht, auf dem guten Wege mich befand.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

26. Einsturz eines zweigeschossigen Eisenbetonbaues.

Zur Verbindung von zwei bestehenden Fabrikgebäuden sollte ein zweigeschossiger Bau dienen, dessen Eisenbetonkonstruktionen aus zwei Decken über einer Fläche von 13 . 13,20 m, einigen Fensterstürzen und zwei Säulen bestand. Fünfzehn Tage nach Beendigung der letzten Eisenbetonarbeiten wurde begonnen, die Dachdecke auszuschalen; die untere Decke war bereits ausgeschalt. Dabei stürzte der Bau zusammen, und es wurden drei Arbeiter erheblich verletzt. Bauleiter war der Inhaber der bauausführenden Firma, am Bau führte ein Polier die Aufsicht. Gegen sie erhob die Staatsanwaltschaft auf Grund der Voruntersuchung Anklage wegen fahrlässiger Körperverletzung und wegen Verstoßes gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst (§§ 330 und 230 R.ST.G.B.). Das Schöffengericht verurteilte die Angeklagten zu einer Gefängnisstrafe von je sechs Wochen, doch wurde die Vollstreckung unter der Bedingung einer guten Führung und mit der Aussicht auf spätere Begnadigung ausgesetzt.

Nach dem Gutachten des vom Gericht bestellten Sachverständigen, dem sich das Gericht in seiner Urteilsbegründung anschloß, haben verschiedene Gründe zum Einsturz geführt. Zunächst war die ganze Konstruktion, insbesondere die des Daches, recht unglücklich, wie sich aus folgendem ergibt.

Das Erdgeschoß war durch eine 40 cm starke gemauerte Zwischenwand unterteilt, die zur Auflagerung für die Unterzüge der Erdgeschoßdecke und eines das Dachgeschoß tragenden Pfeilers diente. Die untere Decke spannte sich über vier Felder von 3,10 bis 3,50 m Weite und wurde von den Außenmauern und drei Unterzügen getragen. Diese Unterzüge waren kontinuierliche Träger über zwei Feldern von 9,10 und 4,30 m Weite. Als Auflager für sie dienten eine Außenmauer, die oben erwähnte Zwischenwand und ein Hauptunterzug, der in der Mitte durch eine Säule unterstützt wurde.

Die Decke des Dachgeschosses, die gleichzeitig die Dachhaut bildete, war von zwei Unterzügen getragen, die senkrecht zur Richtung der Unterzüge der Erdgeschoßdecke verliefen. Die Feldbreiten betrugen 4,20 bzw. 4,70 m. Die Unterzüge ruhten in der Mitte auf einem Hauptunterzug, an den Enden auf Fensterstürzen auf. Der Hauptunterzug wurde an drei Stellen, die 9,05 m und 4,35 m voneinander entfernt waren, durch die Außenmauer und zwei Säulen unterstützt.

Der Sachverständige beanstandete weiter mehrere Punkte der statischen Berechnung und der Dimensionierung. Trotz dieser Mängel in der Gesamtkonstruktion und in der Einzelausbildung hätte aber nach seiner Meinung eine einwandfreie Ausführung und Verarbeitung des Betons sowie eine sachgemäße Behandlung während des Erhärtens und beim Ausschalen ein Unglück verhüten können. Diese letzten Punkte ließen aber ebenfalls zu wünschen übrig. Der Kiessand war verunreinigt, der Kies enthielt zu große Stücke, andererseits auch zu viel feines Korn. Die Handmischung geschah nicht sorgfältig genug, und die Eisen waren nicht überall ordnungsmäßig verlegt. „Der ganze Bau war Pfuscharbeit."

Als erste Ursache des Einsturzes ist aber das zu frühe und unsachgemäße Ausschalen anzusehen. Bereits fünfzehn Tage nach dem letzten Betonieren nahmen die mit der Ausschalung beauftragten Arbeiter, während der Polier sich zu einem anderen Bau, den er auch beaufsichtigte, begeben hatte, Schalung und Stützen, und zwar auch die Notstützen fort. Die nach Rückkehr des Poliers und des Bauleiters schleunigst gegebene Anordnung zur Wiederunterstützung durch Notstützen kam zu spät. Nach den Vorschriften beträgt die Frist mindestens drei Wochen, für die Notstützen mindestens fünf Wochen. Das frühe Ausschalen war besonders gefahrvoll, weil die Dachdecke schon beim Ausschalen fast die volle rechnungsmäßige Last hatte.

Für die Strafbemessung kam als mildernd in Betracht, daß die Angeklagten von der Bauherrin, einer Firma, zum Ausschalen sehr gedrängt wurden. Eine Abschlagszahlung, die der Bauleiter als Inhaber des Baugeschäfts benötigte, sollte erst erfolgen, wenn der Bau ausgeschalt sei. Cp.

Zuschrift zum Aufsatz Rieckhof in Heft 7.

In dem Aufsatze von Chr. Rieckhof, Darmstadt, „Experimentelle Lösung statisch unbestimmter Systeme für den Gebrauch in der Praxis" in Heft 7 des „Bauingenieur" vom 10. IV. 1925 behauptet der Verfasser, daß die „zur Lösung dieses Problems hauptsächlich in Amerika eingeschlagenen Wege nicht dazu geeignet und wohl auch nicht dazu bestimmt wären, daß die Verfahren von den technisch interessierten Kreisen allgemein benutzt werden könnten". Als Gründe hierfür führt Herr Rieckhof an, daß man bei den bisherigen Verfahren durch „Anhängung von Gewichten und dergl." die Einwirkung einer Last erzeugte, um die Durchbiegungen, Verdrehungen, Krümmungsradius oder dergl. festzustellen. Die Untersuchungen hätten sich hierbei nur auf einige bestimmte Belastungsfälle (Einzellasten und einige symmetrische Belastungen) beschränkt. Bei dem neuen Verfahren hingegen werde während des ganzen Arbeitsvorganges mit keiner einzigen absoluten Größe gearbeitet. Selbst die Größe der angreifenden Kraft sei beliebig und bleibe unbekannt.

Hierzu ist folgendes zu bemerken: Die obigen Behauptungen entsprechen, soweit sie die bisherigen Verfahren betreffen, meiner Meinung nicht den Tatsachen. In dem von Herrn Professor Beggs, Princeton, N.-J. vorgeschlagenen und auch vom Einsender dieser Zeilen erprobten Verfahren[1]) der Messung an Modellen aus Pappe wird nicht etwa auf die Modelle eine bestimmte Belastung aufgebracht — wie Herr Rieckhof angibt — sondern es wird die statisch Unbestimmte eines 1-fach unbestimmten Systems und in gleicher Weise eine statisch Unbestimmte eines n-fach unbestimmten Systems bei (n—1)fach unbestimmtem Hauptsystem nach der Gleichung

$$X = P \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1$$

berechnet, wobei nur die beiden zu einander gehörigen Verschiebungen δ_{ma} (am Lastort) und δ_{aa} (am Angriffspunkt der statisch Unbestimmten) genau gemessen werden. Hierbei kann — da es ja nur auf das Verhältnis der beiden Verschiebungen ankommt — eine der beiden Größen, z. B. δ_{aa}, ganz beliebig gewählt werden, so daß also nur die zugehörige Verschiebung δ_{ma} am Lastorte zu messen ist. Ist die Last P nicht Eins, so ist dann das Verhältnis der beiden Verschiebungen noch mit P zu multiplizieren. Es ist also zunächst klar, daß bei der eben beschriebenen Methode keine Gewichte auf die Modelle aufgebracht werden.

Ferner werden nach dieser Methode nicht — wie Herr Rieckhof annimmt — nur einige bestimmte Belastungsfälle ermittelt, vielmehr ergibt sich in einfacher Weise die ganze Einflußlinie für die statisch unbestimmte Größe, indem die Durchbiegung δ_{ma} des Lastgurtes für ein bestimmtes (im übrigen willkürliches) δ_{aa} an beliebig vielen Stellen abgelesen und durch diesen Wert δ_{aa} dividiert wird (Maxwell).

Daß die Messungen an Pappemodellen mit der Theorie genügend übereinstimmende Ergebnisse liefern, ist durch die beiden (in der Fußnote) erwähnten Aufsätze dargelegt worden und wird durch in einiger Zeit vom Einsender dieser Zeilen zu veröffentlichende weitere Messungen noch bestätigt werden. Schließlich ist auch noch die Möglichkeit der Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes sicherlich als ein Vorteil der Pappemodelle anzusehen.

Dr.-Ing. Felix Kann.

Erwiderung auf diese Zuschrift.

Herr Dr.-Ing. Kann gibt meine Worte selbst wie folgt wieder: daß man bei den bisherigen Verfahren durch „Anhängung von Gewichten und dergl." die Einwirkung einer Last erzeugte, um die Durchbiegungen, Verdrehungen, Krümmungsradius oder dergl. festzustellen.

Hier dürfte Herr Dr.-Ing. Kann angenommen haben, daß gemeint sei, daß „Gewichte und dergl." unbedingt nur am Lastpunkte einwirkend gedacht sind. Das ist aber nicht gesagt worden.

Nach der Methode des Herrn Prof. Beggs, die bestimmt ihren wissenschaftlichen Wert besitzt, wirken die „Gewichte und dergl." nämlich nicht am Lastpunkt, sondern an den Auflagerpunkten. Die Auflagerreaktionen werden dort als „die oder eine statisch Unbestimmte" durch „Gewichte oder dergl." zur Wirkung gebracht. Hierdurch verbiegt und verschiebt sich die Stabwerksnachbildung aus Pappe, worauf alsdann mittels Mikrometer-Mikroskopen die Verschiebungen usw. abgelesen, d. h. festgestellt werden und so fort.

Wie an den Auflagerpunkten nach der Methode Prof. Beggs die „Gewichte und dergl." zur Wirkung gebracht werden, gibt Herr Dr.-Ing. Kann ja auch selbst genau an in seinem Aufsatz in „Beton und Eisen" 1923, Heft 21.

Nachstehende Abbildung ist diesem Aufsatz entnommen und man liest dort in bezug hierauf, daß an Schnüren, die über Rollen laufen, Eimer hängen, in welche Sand gefüllt wird. An einer Stelle wird dann noch erwähnt, daß dieselbe Wirkung auch mittels Formänderungsschablonen erzeugt werden kann.

Ich glaube ferner nicht, daß ich zu erwähnen brauchte, daß man auf dem Umwege über Einflußlinien alle Belastungsfälle erfassen kann.

Welche Methode zur experimentellen Lösung statisch unbestimmter Systeme für den Gebrauch in der Praxis geeignet ist, kann auch von Herrn Dr.-Ing. Kann allein nicht entschieden werden, sondern von der großen Anzahl praktisch tätiger Ingenieure.

Aus diesen Kreisen sind bereits mehrere hundert schriftliche Anfragen nach dem „Nupubest" (Nullpunktbestimmungsverfahren) ergangen, und es vergeht kein Tag, an welchem nicht weitere Anfragen eintreffen.

Außerdem sind die Ermittelungen der statisch unbestimmten Größen bereits für eine Anzahl mehrfach statisch unbestimmter, zur Ausführung gebrachter Bauwerke nach dem experimentellen Nupubestverfahren durchgeführt und von den zuständigen Prüfungsbehörden ohne Anstand genehmigt.

Für einen Belastungsfall eines 27-fach statisch unbestimmten Systems (Tribünenstockwerkrahmen vom Stadionneubau Frankfurt a. M.) wurden in den Amtsräumen der prüfenden Behörde die Ermittelungen einschließlich Zusammenbau der verkleinerten Stabwerknachbildung mit Hilfe der Nupubest-Apparatur in einigen Stunden durchgeführt und eine Abweichung zwischen Berechnung und Experiment von nur 1—8 vH festgestellt.

Hieraus dürfte sich zweifelsfrei die Eignung des Nupubest-Verfahrens für die Praxis ergeben.

Chr. Rieckhof.

Vortrag über den „bayerischen Traß" und seine technische Verwendung.

Im Münchener Architekten-Verein hielt Ende Februar d. J. Herr Dr.-Ing. Schnell einen Vortrag über den „bayrischen Traß" und seine technische Verwendung.

Ihm entnehmen wir, daß der im Ries bei Nördlingen gewonnene, auf vulkanischer Grundlage beruhende Tuffstein, der „bayerische Traß", im Mittelalter und bis in das 17. Jahrhundert hinein ein sehr beliebter Baustein vorwiegend örtlicher Verwendung war, daß er seit Ende des 18. Jahrhunderts auch als hydraulischer Zuschlag zum Kalkmörtel Benutzung fand und als solcher u. a. bei den Festungswerken von Ingolstadt fast ausschließlich bevorzugt wurde. Eine neuzeitliche Heranziehung des Materials als Baustein zeigt der kurz vor Kriegsbeginn errichtete Monumentalbau des bayrischen Verkehrsministeriums in München. Im Jahre 1914 wurde die erste „bayrische Traßindustrie" gegründet, die es sich zur Aufgabe machte, den Stein des „Kesseltales" als hydraulischen Zuschlag zu verarbeiten. Aus dieser Unternehmung gingen dann in weiterer Folge die „Bayerischen Traßwerke A.-G." in München hervor, die als einzige Industrie ihrer Art in Bayern heute „Traß", erzeugen. Der Traß wird im „Bollstädter Bruch", der das beste Material enthält, im Tagebau gebrochen. Von hier aus gelangt das Rohmaterial auf einer 11 km langen Seilbahn nach Möttingen (an der Bahn von Donauwörth nach Nördlingen), um hier in Mahlgut umgewandelt zu werden. Im weiteren behandelte der Vortrag nur die an und für sich bekannte Verwendung von Traß als hydraulischen Zuschlag zum Luftkalk und als Beimengung zum Portlandzement bzw. in der neuzeitlichen Form als Traß-Kalk-Portlandzement-Mörtel[1]). Verwendet wurde der bayerische Traß u. a. als Zuschlag zum Zementbeton beim Ausbau des Spullersee-Kraftwerkes, bei der Geestemünder Doppelschleuse, bei der ersten deutschen Eisenbetontalsperre in aufgelöster Form im Vöhrenbach (Schwarzwald) bzw. in Verbindung mit Zement und Kalk bei der Talsperre in Muldenberg im Vogtland.

M. F.

Zuschrift zum Aufsatz Walch in Heft 4.

Ein Artikel von Dr. Walch in Heft 4 der Zeitschrift „Der Bauingenieur" lenkt die Aufmerksamkeit der Fachwelt auf die Bedeutung einer elastischen Dichtung, besonders beim Auskleiden von Druckstollen. In interessanter Weise werden dort die Ergebnisse verschiedener Versuche zur Abdichtung von Stollen wiedergegeben. Dr. Walch kommt zu der Feststellung, daß Asphaltprodukte die am ehesten geeigneten Stoffe zur Herstellung einer einwandfreien elastischen Dichtung sind. Diese Feststellung wird allgemein Anerkennung finden, wie auch diejenige der genannten Schrift, daß die elastischen Asphaltdichtungen und ihre Eigenschaften bisher nur in einigen Zweigen des Bauwesens bekannt geworden sind und dort Eingang gefunden haben.

Beachtung verdient auch die unter 6 geäußerte Ansicht, daß die zur Verwendung kommenden Asphaltfabrikate eine Mischung von Kunst- und Naturprodukten sein sollen.

[1]) Vgl. hierzu: Beton u. Eisen, 1923, Heft 21, und Beton u. Eisen, 1924, Heft 20.

[1]) Vgl. hierzu u. a. Taschenbuch für Bauingenieure (Julius Springer, IV. Aufl.); M. Foerster, Leitfaden der Baustoffkunde (B. G. Teubner 1922).

Da in dem Artikel als eigentlicher Träger der Dichtung die Dachpappe genannt, sei hier die Feststellung gestattet, daß die Verwendung teerfreier Isolierplatten mit Juteeinlage in Verbindung mit Dachpappe die Erreichung einer Festigkeit und einer Elastizität ermöglicht, die bei alleiniger Verwendung mehrerer Lagen Dachpappe niemals erzielt werden kann. Hierzu kommt, daß die Imprägnierung der erwähnten Juteeinlage mit Naturbitumen erfolgt, welch letzteres, wie Dr. Walch treffend erwähnt, widerstandsfähiger gegen äußere Einflüsse ist, als künstlicher Asphalt. Da andererseits außer in der Dachpappe auch in den Isolieranstrichen künstlicher Asphalt vorhanden ist, wird also bei Verwendung genannter Isolierplatten ohne weiteres erreicht, daß — wie als erstrebenswert bezeichnet wird — Natur- und Kunstasphalt gleichzeitig in der Isolierung vorhanden sind. Weiter spricht noch für die Verwendung von Juteplatten, daß die Jute bedeutend weniger Wasser aufsaugt als Rohpappe. Vermutlich ist die Wasseraufnahmefähigkeit der imprägnierten und beiderseitig mit Asphalt überzogenen Jute gleich Null.

Versuche, die die Firma C. F. Beer Söhne in Köln mit ihrem „Pachytekt" unternahm, ergaben folgende Zahlen:

Die Dehnungsfähigkeit beträgt 7 vH. Ein eingespanntes Pachytektstück von 15 cm Länge und 5 cm Breite zerriß erst bei einer Belastung von 90 kg. Die entsprechenden Zahlen bei Versuchen mit Dachpappe: 5 vH bzw. 24 kg. Aus diesem Vergleich muß ohne weiteres gefolgert werden, daß die Mitverwendung von Jutegewebeplatten der Isolierung viel größere Elastizität und Widerstandsfähigkeit verleiht.

Über die Anbringung der Dichtung hat die Erfahrung gelehrt, daß es richtiger ist, die Isolierung auf Sohle oder Mauerwerk nicht aufzukleben, weil dann bei etwaigen Bewegungen im Mauerkörper die Isolierung nicht so leicht in Mitleidenschaft gezogen wird, als wenn sie festgeklebt wäre.

Notgedrungen wird man aber an den Wandflächen kleben müssen, um der Dichtung einen Halt zu geben. Dabei ist von Wichtigkeit, daß diese Flächen möglichst glatt geputzt sind. Auf horizontalen, gewölbten oder schrägen Flächen wird die Dichtung am besten lose aufgelegt oder höchstenfalls die flüssige Asphaltmasse aufgesprenkelt. Wenn irgendwie möglich, sollte es vermieden werden, stückweise abzudichten, weil die freibleibenden Teile, an welche später angeschlossen werden muß, sehr leicht beschädigt und beschmutzt werden. Häufig genug ist es vorgekommen, daß die schützende Betonschicht oder das Mauerwerk so weit entfernt werden mußte, bis es möglich war, ordnungsgemäße Anschlüsse zu erzielen. Schwierig ist es, die Isolierung von unten her gegen Deckenflächen anzukleben. Auch hierbei ist die Verwendung einer starken Jutegewebeplatte anzuraten, da sie bei einer Arbeitsunterbrechung gegen mechanische Einwirkungen nicht so empfindlich ist wie Dachpappe. Auch ist sie bei Verwendung an den Unterflächen der First oder Decke deshalb zu empfehlen, weil sie in sich genügend steif ist, um nicht während der Verarbeitung so leicht herunterzufallen. Jedenfalls ist es von äußerster Wichtigkeit, bei Isolierungen an Brücken, Tunneln, Staubbecken, Stollen usw. nur bestes und bewährtes Isolierungsmaterial anzuwenden und streng sachgemäß ausführen zu lassen, weil die Folgen so schwerwiegend sind.

Einfluß der Sandfeuchtigkeit auf das Betonmischungsverhältnis.

Von R. R. Litehiser vom amerik. Portlandzementverein.
(Concrete vom Jan. 1925, S. 18—20 mit 2 Abbild.)

Beim Mischen des Betons nach Raumteilen beeinflußt der Feuchtigkeitsgehalt des Sandes erheblich das Mischungsverhältnis, glücklicherweise zugunsten der Festigkeit, da feuchter Sand quillt, so daß eine Mischung von 1:2:4 für trockene Gemengteile durch 5 vH Feuchtigkeitsaufnahme zu 1:1,4:3,6 wird, also zu wenig Sand enthält. Zur Untersuchung dieser Verhältnisse sind von je einem groben, mittleren und feinen Sand (bis 6 u. 3 u. ½ mm Korngröße) je 9 Proben, getrocknet von gleichem Gewicht in Meßgläser gefüllt, die erste eingestampft, die übrigen lose eingefüllt und die dritte bis achte mit 1, 2½, 5, 7½, 10 und 15 vH Gewichtsteilen Wasser, die neunte bis zur Sättigung mit Wasser versetzt worden. Die erste (trocken und eingestampft) und die neunte (gesättigt) zeigten fast gleichen Rauminhalt, die fünfte (5 vH Wasser) jedoch beim groben Sand über 40, beim feinen über 52 vH Raumzuwachs, der bei steigendem Wasserzusatz etwas abnahm. Infolge der schlanken Probegläser, an denen der Sand hängen bleibt, sind die Verhältnisse ungefähr um ein Zehntel größer als auf der Baustelle, wo die Baustoffe in der Regel breiter als hoch lagern. N.

Zement mit hohen Anfangsfestigkeiten aus titanreichen Erzen.

Nach Engineering News-Record 1924, Vol. 93, Nr. 25, S. 1001.

Ein Zement mit hohen Anfangsfestigkeiten aus titanreichen minderwertigen Eisenerzen ist von dem Mineralogen und Geologen Edwin C. Eckel in Washington jüngst zum Patent angemeldet worden. Das Patent ist ihm erteilt worden. Der Zement und sein Herstellungsprozeß wird wie folgt beschrieben:

Einige der Eisenerzlager in verschiedenen Teilen der Welt haben für die wirtschaftliche Gewinnung von Eisen zu hohen Titanoxydgehalt. Diese Erze zu schmelzen erfordert übermäßige Mengen an Brennmaterial. Indessen kommt die Nutzbarmachung dieses Eisenerzes zur Zementerzeugung in Frage. Das Schmelzen von Kalkstein mit diesen titanreichen Erzen bei 1400—1500° Fahrenheit erzeugt ein ungewöhnlich reines metallisches Eisen und eine neue Art von Zementschlacke. Diese Schlacke ergibt, zu einem feinen Pulver zermahlen, den sog. Titanzement, der nach Eckel wertvolle Eigenschaften besitzt. Wenn der Kalkgehalt unter 50 vH gehalten wird — vornehmlich um 30—40 vH herum —, erhärtet der Zement nach einer normalen Bindezeit mit großer Geschwindigkeit und erreicht innerhalb 24 bis 48 Stunden sehr hohe Festigkeiten. Die Festigkeitszunahme in höherem Alter ist allerdings sehr niedrig, aber die Festigkeit ist zu allen Zeiten weit höher als diejenige des Portlandzementes. Die Festigkeit des Titanzementes kann durch Veränderung der chemischen Zusammensetzung verändert werden; die Abbindezeit scheint durch die Methode des Kühlens und durch den Prozentsatz titanreichen Eisens beeinflußt zu sein. Als Hauptunterschied gegenüber den tonerdereichen Zementen ist das wesentlich höhere spezifische Gewicht des Titanzementes (3,35—3,55) zu nennen. Außerdem soll der Zement auch gegenüber chemischen Angriffen widerstandsfähiger sein als die Portlandzemente und die tonerdereichen Zemente. Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Vortrag in Kaiserslautern vom V. D. I.

Am 17. 3. 25 hielten der Verein Deutscher Ingenieure und der Pfälzische Architekten- und Ingenieurverein einen gemeinsamen Vortragsabend in Kaiserslautern ab. Bei dieser Gelegenheit hielt Herr Dipl.-Ingenieur Professor A. Marx, Kaiserslautern, einen Vortrag über Beton und Eisen, der demnächst zur Veröffentlichung gelangen wird. Insbesondere behandelte der Redner Rahmenbauten und Überdeckungen unserer gewöhnlichen normalräumigen Wohnstätten, wie Platten, Plattenbalken bzw. Unterzüge und Stützen. Hierbei ging er u. a. auch auf die Konstruktion und innige Verbindung von Eisen und Beton ein und beleuchtete ganz besonders die vereinfachte Berechnungsart bei richtiger Anwendung von Formelsammlungen, unter welchen er die Formelsammlung von Herrn Professor Dr. Kleinlogel, Darmstadt, bei einer großen Anzahl von Rahmenfällen als die beste bezeichnete.

Ferner sprach der Vortragende über Gelenkrahmenbinder und Ersatzausbildung von Gelenken durch Dachpappeeinlagen, Bleizwischenlagen und Stahl. Auch die Wichtigkeit der Kenntnis der Rahmentheorie und der Praxis des Bauleiters sowie exakter Ausführung der Schalung, richtiger Einbringung der Eiseneinlagen, besseres Mischungsverhältnis des Betons, als bei den gewöhnlichen Bauausführungen (flüssiger Beton bei engzusammenliegenden Eisen) war längerer Gegenstand des Vortrages, in dem auch auf die Vorzüge bei Verwendung von Doppelzement hinsichtlich größerer Druckfestigkeit und früherer Ausschalungsmöglichkeit aufmerksam gemacht wurde.

Der Vortrag, der mit von der Fa. Wayß und Freytag zur Verfügung gestellten Lichtbildern ergänzt wurde, hat bei den Zuhörern reichen Beifall gefunden.

Verstärkung einer gußeisernen eingleisigen Eisenbahnbrücke.

Nach Engineering vom 6. Februar 1925.

Die Brücke, die im Jahre 1861 gebaut ist, überspannt in 5 Bögen die Rhone. Der Baustoff war Gußeisen. Abb. 1 zeigt skizzenhaft die Ansicht. Es waren in jedem Bogen 4 Hauptträger angeordnet, die durch je einen Horizontalverband am Ober- und am Untergurt versteift waren. Die Stützen, die die Kräfte der Fahrbahn auf den Bogen übertrugen, waren in der Längsrichtung durch eine durchgehende Strebe, in der Querrichtung durch rechteckige Rahmen ausgesteift. Diese Stützenversteifungen sind in Abb. 2 und Abb. 3 zu sehen. Die Horizontalverbände sind in Abb. 3 nicht eingezeichnet, da der Schnitt unmittelbar neben dem Pfeiler mit dem Blick auf den Pfeiler geführt ist. In dem Schnitt durch Bogenmitte (Abb. 4) ist jedoch der Horizontalverband des Untergurts in der Ansicht zu sehen. Die Fahrbahn und die Gehwege leiteten ihre Lasten durch gemauerte Bögen auf Querträger und die Fahrbahnstützen ab (Abb. 2).

Im Lauf der Zeit stellten sich schwere Schädigungen der Konstruktion ein. Namentlich die Horizontalverbände, der Querverband der Fahrbahnstützen und der Untergurt der Hauptträger zeigten starke Risse. Die Risse sind im Untergurt offenbar auf Überschreiten der Biegungszugfestigkeit durch den Einfluß wiederholter Belastungen, in den Horizontalverbänden durch Nebenspannungen infolge der Steifigkeit der Anschlüsse und durch Temperatureinwirkungen hervorgerufen.

Kurz vor dem Kriege wollte man die Brücke durch eine neue aus Flußeisen ersetzen. Der Krieg verhinderte die Ausführung des Entwurfs. Nach dem Krieg scheute die Eisenbahnverwaltung die Kosten eines Neubaues und entschloß sich im Jahre 1920 zu einer Verstärkung der alten Konstruktion. (Die Abbildungen 1—4 zeigen die alte, 5—7 die verstärkte Konstruktion.)

Die gußeisernen Querverbände wurden durch solche aus Walzeisen ersetzt, zwischen die Hauptträger wurde ein weiterer Querverband

Abb. 3. Querschnitt an einem Widerlager.

Abb. 4. Querschnitt durch den Scheitel.

Abb. 5. Längsschnitt durch die verstärkte Brücke.

Längsschnitt zwischen einem Rand- und einem Mittelträger.

Längsschnitt zwischen den beiden mittleren Hauptträgern.

Ansicht.

Abb. 7.

Abb. 1. Ansicht.

Abb. 6.
Eisenbetondecken als Horizontalverbände und neuer Querverband.

an einem Randträger

Mittelträger

Abb. 7. Einzelheiten der unteren Eisenbetondecke.

eingezogen. Die Verbindung geschah durch Bolzen und Schrauben. Die alten Horizontalverbände des Unter- und Obergurtes wurden entfernt und durch Eisenbetondecken ersetzt (Abb. 5 u. 6). Diese Anordnung hat außerdem den Vorteil, daß man die untere Decke zu Inspektionszwecken begehen kann. Längs des Untergurts laufen zur Verstärkung des Zugquerschnittes 2, an den gerissenen Stellen des Untergurts 4 ∅ 36 mm. Die konstruktive Durchbildung geht aus Abb. 7 hervor. An Stelle der alten Fahrbahn wurde eine Rippendeckenkonstruktion aus Eisenbeton ausgeführt. Die Rippen sollen hauptsächlich die Steifigkeit der Fahrbahn in der Querrichtung und damit eine Lastverteilung auf alle Hauptträger gewährleisten (Abb. 5).

Der Verkehr wurde während des Umbaues nicht unterbrochen. Zu diesem Zweck wurde das Gleis um 60 cm gehoben und provisorisch abgestützt.

Die so verstärkte Brücke hat sich bisher gut bewährt. Eine Neukonstruktion hätte doppelt so viel gekostet als der oben beschriebene Umbau.

Dipl.-Ing. Mehmel, Techn. Hochschule Karlsruhe.

Deutsche Ostmessen 1926.

14.—17. Februar 1926: XII. Deutsche Ostmesse Königsberg (Allgemeine Mustermesse mit Technischer Messe und Baumesse).

15.—18. August 1926: XIII. Deutsche Ostmesse Königsberg (Allgemeine Mustermesse mit Technischer Messe, Baumesse und Landmaschinenschau).

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Öffentliches oder beschränktes Wettbewerbsverfahren?

Von Direktor C. Meisenhelder, Frankfurt a. M.

Die Verdingungsordnungen der öffentlichen Verwaltungen, und zwar insbesondere die Bestimmungen des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 23. 12. 05 enthalten allgemein an der Spitze den Satz, daß Leistungen und Lieferungen in der Regel öffentlich auszuschreiben sind. Der beschränkte Wettbewerb mit Ausschluß der Öffentlichkeit wird dann des weiteren zugelassen bei Leistungen und Lieferungen, die nach ihrer Eigenart nur ein beschränkter Kreis von Unternehmern in geeigneter Weise ausführen kann. Die badischen Bestimmungen fügen hier noch bei: „oder für die nur Spezialfirmen in Frage kommen".

Wenn man das Wort „in der Regel" betont, könnte es so scheinen, als wollten die Verdingungsordnungen doch nicht in all den Fällen, für die nicht ausdrücklich der beschränkte Wettbewerb zugelassen ist, die öffentliche Verdingung vorschreiben. Allein in Wirklichkeit wird es so gehandhabt. Die Verwaltungen prüfen die Leistungen daraufhin, ob sie die Voraussetzungen für den beschränkten Wettbewerb erfüllen, und wenn dies nicht zweifelsfrei zutrifft, wird die Arbeit öffentlich ausgeschrieben. Auch die Bestimmung über den beschränkten Wettbewerb wird sehr häufig in engherziger Weise zuungunsten des beschränkten Verfahrens ausgelegt oder überhaupt nicht berücksichtigt, jedenfalls ist leicht nachzuweisen, daß ständig Bauleistungen öffentlich ausgeschrieben werden, von denen feststeht, daß für ihre Ausführung nur ein bestimmter Unternehmerkreis in Frage kommt. Dieser Kreis von Unternehmern kann zwar, je nachdem man ein größeres oder geringeres örtliches Gebiet ins Auge faßt, zahlenmäßig größer oder kleiner sein —, er ist aber auf alle Fälle beschränkt. Wie also die Praxis zeigt, geht seitens der Behörden das Bestreben dahin, nach Möglichkeit das öffentliche Wettbewerbsverfahren zu wählen, obgleich dies offenbar nicht im Sinne der betreffenden Verdingungsordnungen liegt. Für diese Erscheinung kann man verschiedene Gründe angeben. Die Behörde, die für eine Verdingung das öffentliche Verfahren wählt, entgeht Vorwürfen, die ihr sowohl von der vorgesetzten Behörde, wie auch selbst aus Unternehmerkreisen bei Wahl des beschränkten Wettbewerbes gemacht werden könnten. Zur Begründung ihrer Vorliebe für das öffentliche Wettbewerbsverfahren geben sehr häufig die betreffenden Beamten an, daß sie gerade bei diesem Verfahren die größte Freiheit in der Zuschlagserteilung hätten, also hierbei alle Angebote mit unangemessenen Preisen unberücksichtigt lassen könnten. Bei dem beschränkten Wettbewerb sei die vergebende Stelle mehr oder weniger an das Mindestangebot gebunden, da schon bei den Einladungen zur Teilnahme an dem Wettbewerb die nötige Sichtung unter den Unternehmern stattgefunden habe und die anbietenden Firmen hinsichtlich des Zuschlags als gleichwertig anzusehen seien. Dieser Einwand ist nur auf den ersten Blick bestechend, bei näherer Prüfung hält er nicht stand. Zunächst ist dem Verfasser keine Vorschrift bekannt, die bei dem beschränkten Wettbewerbsverfahren die Zuschlagserteilung auf jeden Fall für das Mindestangebot vorschreibt. Im Gegenteil: die allgemeinen Bestimmungen des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom Dezember 1905 schreiben in Ziffer 8 hinsichtlich der Zuschlagserteilung vor:

„Die niedrigste Geldforderung als solche darf für die Entscheidung über den Zuschlag keineswegs den Ausschlag geben. — Der Zuschlag darf nur auf ein in jeder Beziehung annehmbares, die tüchtige und rechtzeitige Ausführung der betreffenden Leistung oder Lieferung gewährleistendes Angebot erteilt werden."

Diese Bestimmungen gelten allgemein, ohne Rücksicht auf die Art des gewählten Wettbewerbsverfahrens. Sie scheinen sich allerdings bei den Dienststellen nicht in zufriedenstellender Weise durchgesetzt zu haben. Wenigstens werden sie in dem Erlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 15. 12. 12 noch einmal besonders eingeschärft, und es wird hinzugefügt: „Erst nach Ausscheidung aller ungeeigneten Gebote, insbesondere auch der, die wegen zu niederer Preisstellung eine tüchtige und rechtzeitige Ausführung nicht erwarten lassen, wird unter den dann noch als Mindestfordernde bleibenden drei Anbietern das geeignetste Gebot ausgewählt." Nur in diesem dem landläufigen Auffassungen ganz entgegengesetzten Sinne kennen die Vorschriften den Begriff des „Mindestfordernden". Weiter heißt es: „Einer tüchtigen Arbeit soll (insbesondere bei handwerksmäßigen Arbeiten) auch ein entsprechender Lohn werden. Deshalb ist die Ausnahmevorschrift der allgemeinen Bestimmungen wegen des Zuschlages auf ein an sich zu niedriges Angebot — (der hiernach nur zulässig sein soll, wenn der Bewerber leistungsfähig ist und besondere Gründe für das niedrige Angebot beigebracht sind) — auf ganz besondere nicht zu verallgemeinernde Fälle zu beschränken. Unzulänglichkeit der der Verwaltung zur Verfügung stehenden Mittel kann Verstoß hiergegen nicht rechtfertigen."

Diese sehr verständlichen und sozialen Bestimmungen werden leider in der Praxis in sehr vielen Fällen nicht beherzigt. Jedenfalls geben sie der ausschreibenden Stelle die Möglichkeit, bei jedem Wettbewerbsverfahren den Zuschlag nur einem angemessenen und einwandfreien Angebot zu erteilen. Auch bei beschränktem Wettbewerbsverfahren kann selten von einer vollständigen Gleichwertigkeit der Bieter gesprochen werden. Wenn, wie es häufig der Fall ist, 10, 15 und mehr Firmen aufgefordert werden, so ist es begreiflich, daß auch bei diesen eine gewisse Abstufung hinsichtlich der Geeignetheit für die betreffende Bauleistung vorhanden ist. Außerdem kann es auch einer an und für sich einwandfreien und tüchtigen Unternehmung passieren, daß sie in einem Einzelfalle bei der Preisstellung danebenhaut, so daß ihr Angebot einen nicht angemessenen Preis enthält.

Der öffentliche Wettbewerb erschwert der Behörde das Auffinden des angemessenen Preises. Dieses Verfahren muß bei den Eigentümlichkeiten des Baugewerbes ganz von selbst zu Submissionsblüten führen, d. h. zu Angeboten, die sich so weit von den angemessenen Preisen entfernen, daß sie eigent-

lich nicht mehr ernst zu nehmen sind. Das Bauunternehmertum ist kein in sich gleichartiger, scharf umschriebener Berufs- und Gewerbestand. Seine Grenzen sind flüssig. Jeder Tag kann eine neue Unternehmung hervorbringen, da zur Begründung im allgemeinen keinerlei besondere technische Einrichtungen, Erfahrungen oder Vorbildung als nötig angesehen werden. Es ist bekannt, daß gerade vor dem Kriege, als das Hochbaugewerbe Häuser auf eigene Rechnung erstellte und verkaufte, also neben dem eigentlichen Baugewerbe noch ein Immobiliengeschäft betrieb, berufsfremde Elemente sich dem Baugewerbe zuwandten, für die der spekulative Einschlag des geschilderten Geschäftsbetriebes einen starken Anreiz bot. Es muß auch zugegeben werden, daß einem großen Teil der Baubeflissenen selbst die zur Führung eines Geschäftsbetriebes erforderliche kaufmännische und technische Ausbildung abgeht. Wohl in keinem Stande sind die Unterschiede in Ausbildung und Fähigkeiten, sowie in der moralischen Qualitation so groß, wie innerhalb des wirtschaftlichen Tätigkeitsgebietes, das man gemeinhin mit dem Ausdruck „Baugewerbe" bezeichnet. Wenn sich eine Behörde nun in einem öffentlichen Ausschreiben ohne jede einschränkenden oder erschwerenden Bestimmungen an die Gesamtheit dieses Berufsstandes wendet und diesen zur Angebotseinreichung auffordert, dann ist es nicht weiter verwunderlich, wenn die Ergebnisse so ausfallen, wie wir es von jeher bei öffentlichen Submissionen gewohnt sind. In Zeiten von Wirtschaftskrisen und bei allgemeinem Mangel an Aufträgen ist es dann keine Seltenheit, daß das niedrigste Angebot zum höchsten sich verhält wie 1 : 5. Bei anderen Industriegruppen, die an feste Betriebsstätten und feste umfangreiche Betriebseinrichtungen gebunden sind und deren Mitgliederkreis eine gewisse Stetigkeit aufweist, könnte ein öffentliches Wettbewerbsverfahren nie zu derartigen Verhältnissen führen, wie gerade im Baugewerbe.

Trotzdem wird gerade bei dem letzteren das öffentliche Wettbewerbsverfahren in größerem Ausmaße zugrunde gelegt als bei den anderen Gewerben und Industriegruppen.

(Fortsetzung folgt.)

Binnenschiffahrt und Binnenwasserstraßenverwaltung. Auf der Hauptversammlung des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt trat der Referent, Oberbürgermeister Dr. Most, für eine bedeutende Erweiterung des deutschen Kanalnetzes und eine großzügige Reichsverkehrspolitik ein. Er verlangte Durchführung des Artikels 97 der Verfassung, der Übergang der Wasserstraßenverwaltung auf das Reich festsetzt, und wandte sich besonders gegen das preußische Landwirtschaftsministerium, das Einschränkungen im Bau von Wasserstraßen im angeblichen Interesse der Landwirtschaft verlangt. Von der Reichsbahn fordert eine Entschließung der Versammlung besseres Zusammenarbeiten mit dem Verkehrsmittel der Wasserstraßen, vor allem einen baldigen Ausbau der Wasserumschlagtarife. — Ähnlich haben sich einige Tage vorher süddeutsche Wirtschafts- und Behördenkreise in Nürnberg zur selben Materie ausgesprochen. W.

Hauszinssteuer und Umsatzsteuer im Steuerausschuß des Reichstages. Von der Hauszinssteuer sollen, nach Beschluß des Ausschusses, für Förderung des Wohnungsbaues zunächst vom 1. April 1926 bis zum 31. März 1928 jährlich mindestens 15 bis 20 vH der Friedensmiete aufgewendet werden; für die spätere Zeit soll die Reichsregierung den Mindestsatz festsetzen. Die Mindesthöhe der Mieten, die allmählich gesteigert werden sollen, soll ebenfalls die Reichsregierung für das Reich einheitlich festsetzen; am 1. April 1926 muß die Friedensmiete erreicht sein.

Im übrigen soll die Hauszinssteuer auch weiterhin der Deckung des allgemeinen Finanzbedarfes der Länder und Gemeinden dienen.

Zur Umsatzsteuer haben die Regierungsparteien im Ausschuß eine Herabsetzung des Satzes auf 1,25 vH beantragt, eine weitere Senkung erklärte Staatssekretär Popitz für unmöglich. Die Frage der Systemänderung ließ der Ausschuß noch offen, der Staatssekretär hatte sich dagegen ausgesprochen. W.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

Arbeitsrecht. a) Passive Resistenz. Eine Fabrik hatte, nachdem die Arbeiter einen Schiedsspruch abgelehnt hatten und nunmehr passive Resistenz übten, die Arbeiter ausgesperrt und die Fabrik geschlossen. Die Gewerkschaft bewilligte den Arbeitern Unterstützungsgelder und soll den Boykott über die Fabrik verhängt haben. Die Arbeitgeberin sah die passive Resistenz als Bruch des laufenden Tarifvertrages an und verklagte die Gewerkschaft auf Schadensersatz. Das Reichsgericht erklärt: Soweit der beklagte Verband im Tarifvertrag die Einhaltung des Wirtschaftsfriedens durch seine Mitglieder zusagt, hat er lediglich Handlungen und Unterlassungen Dritter versprochen. Damit hat er aber die Vertragspflicht übernommen, jede Anstiftung zur Arbeitsniederlegung und jede Unterstützung der Arbeiter zu unterlassen. Positiv war er verpflichtet, seine Mitglieder von einem Bruch des Wirtschaftsfriedens abzuhalten. Gegen diese negative und positive Vertragspflicht hat der beklagte Verband schuldhaft verstoßen. Dem Vorsitzenden der Ortsgruppe war die Kampfstellung der Arbeiter bekannt; er wußte, daß Aufmerksamkeit, Überwachung und Beeinflussung der Arbeiter im friedlichen Sinne geboten waren. Die passive Resistenz bedeutete einen Bruch der Arbeitsverträge. Der in dem Bescheide vom 30. April 1923 geäußerten Ansicht des Reichsarbeitsministers, daß passive Resistenz kein Streik sei, kann nicht beigepflichtet werden. Sie ist sogar schlimmer als Streik; denn sie will die Streikwirkung ohne nachteilige Folgen für die Arbeiter erreichen. Die Klägerin mußte sich gegen die vertragsbrüchigen Arbeiter zur Wehr setzen. Die Schließung der Fabrik war in diesem Fall eine natürliche und verständige Maßregel. Es war Sache des beklagten Verbandes, den Arbeitern auf das bestimmteste zu erklären, daß sie, wenn sie die Fortsetzung des Wirtschaftskampfes ebenso verschulden würden, wie seinen Beginn, auf Unterstützung des Verbandes, insbesondere auf Streikgelder nicht rechnen dürften. Eine solche Erklärung ist weder von den Organen des Verbandes, noch von denen der Ortsgruppe abgegeben worden. Der Vorsitzende der Ortsgruppe begnügte sich mit der objektiv unzutreffenden Angabe einzelner Arbeiter, daß keine Verhandlungsgrundlage gegeben sei, und erstattete in diesem Sinne Bericht. Dieses Verhalten war fahrlässig und wurde den Tarifvertragspflichten des Beklagten nicht gerecht. (RG. III, 9. Juni 1925.)

b) Verzicht auf Lohnansprüche. Wenn ein Arbeitnehmer durch eine schriftliche Erklärung anerkennt, keine weiteren Lohnforderungen mehr zu haben, kann er nicht nachträglich auf Zahlung einer strittigen Differenz klagen. Er hat durch seine Erklärung endgültig auf eventuelle Ansprüche verzichtet und kann die Erklärung auch nicht wegen Irrtums (§ 119 BGB.) anfechten, da er vor Abgabe seiner Unterschrift die selbstverständliche Verpflichtung hatte, sich über den Inhalt der Erklärung zu informieren (Urteil d. Kreisgew. Ger. Schwelm v. 14. 5. 1925).

c) Streikposten. Das Aufstellen von Streikposten kann an sich nicht beanstandet werden. Es verstößt jedoch wider die guten Sitten, wenn die Streikposten Arbeitswilligen den Eintritt in die Betriebsanlagen verwehren. Die Streikleitung handelt widerrechtlich, wenn sie die Streikposten anweist, Arbeitswilligen den Zutritt nur gegen Vorzeigung eines von der Streikleitung ausgestellten Erlaubnisscheins zu gestatten. Für etwaige Schäden, die durch die Verhinderung der Arbeitsleistung der Arbeitswilligen entstehen, ist die Streikleitung ersatzpflichtig (§§ 826, 830 BGB.). (Urteil d. Landger. Elberfeld v. 23. 12. 1924.)

Großhandelsindex.

10. Juni	17. Juni	24. Juni	1. Juli	8. Juli	15. Juli
134,3	133,3	134,2	134,9	135,8	134,9

Erwerbslosigkeit.

In vH der Mitglieder der Fachverbände.

	Vollarbeitslose			Einschl. Kurzarbeiter		
	31. März	30. April	31. Mai	31. März	30. April	31. Mai
Gesamt:	6,5	4,7	3,7	10,7	8,9	8,2
Baugewerbe:	13,8	5,5	3,2	13,8 [1]	5,5 [1]	3,2 [1]

Löhne.

a) Durchschnittlicher Stundenlohn im Monat[2]).

		Durchschnitt der wichtigen Industrien[3])	Im Baugewerbe
Gelernt	April	82,9 Rpf	97,0 Rpf
	Mai	84,9 „	103,5 „
Ungelernt	April	59,3 Rpf	81,5 Rpf
	Mai	60,4 „	86,7 „

b) Durchschnittlicher Bauarbeiterstundenlohn in Städten über 50000 Einwohner am 16. jeden Monats in Pfennigen.

Nominallohn:	Juli 1914	16. Mai	16. Juni	16. Juli
Facharbeiter	68,5	97,53	106,05	107,45
Bauhilfsarbeiter.....	53,6	82,55	88,92	90,05
Tiefbauarbeiter	46,0	73,07	76,58	77,5
Reallohn[4]):				
Facharbeiter	68,5	71,98	76,68	—
Bauhilfsarbeiter.....	53,6	60,92	64,3	—
Tiefbauarbeiter	46,0	53,92	55,01	—

c) Der durchschnittliche monatliche Stundenlohn der Ungelernten betrug in vH des Lohnes der Gelernten (vgl. a).

	Im Durchschnitt wichtiger Industrien[5])	Im Baugewerbe
April	71,5 vH	84 vH
Mai	71,1 „	83,8 „

[1]) Im Baugewerbe waren keine Kurzarbeiter, daher gleiche Zahlen.
[2]) Für Vollarbeiter der höchsten tariflichen Altersstufe in den Hauptorten.
[3]) Einschließlich Baugewerbe.
[4]) Nach Lebenshaltungskostenindex.
[5]) Einschließlich Baugewerbe.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland EV., Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband EV., Berlin W 30, Nollendorfplatz 3 I.)

Am 20., 21. und 22. Juli fand in München eine Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau statt. Auf dem Programm der Tagung standen Fragen der Gesetzgebung und Finanzierung für Kraftwagenwege, sowie Berichte über Erfahrungen im Bau von Automobilstraßen und Ausführungen über die Beziehungen des Kraftverkehrs zum Eisenbahn- und Wasserstraßenverkehrs. Für die Finanzierung der Wegelasten liegen von einem Unterausschuß ausgearbeitete Richtlinien vor.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Juni 1925.

Kl. 19 d, Gr. 3. 415 383. Heinrich Fitz, Dresden, Uhlandstr. 32. Schwellenlagerung auf eisernen Brücken; Zus. z. Pat. 411 962. 3. VII. 24. F 56 421.

Kl. 20 g, Gr. 1. 415 519. Walter Kaempf, Mannheim, Collinistr. 21. Drehscheibe und Schiebebühne mit unterteilten Hauptträgern. 27. XI. 23. K 87 726.

Kl. 20 i, Gr. 4. 415 620. Dr.-Ing. Rudolf Vogel, Butzbach, Oberhessen. Herzstück mit sanften Einläufen. 20. III. 24. V 19 034.

Kl. 20 i, Gr. 8. 415 634. Arthur Melaun, Berlin, Quitzowstr. 10. Zungenbefestigung bei Weichen mit federnden Zungen. 26. X. 24. M 86 879.

Kl. 20 i, Gr. 11. 415 635. John Hedley Nicholson, Dublin, Irland, Walter Sidney Roberts, Ormskirk, Engld. u. The Railway Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung zur elektrischen Betätigung von Eisenbahnweichen, Signalen o. dgl. N 23 336. England 23. VII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 19. 415 636. Hans Theobald Holm, Befors, u. Axel Ulrik Westfelt, Stockholm; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Selbsttätige Sicherheitsvorrichtung für Kreuzungen von Eisenbahnen mit Landstraßen. 22. X. 24. H 98 921. Schweden 2. XI. 23 f. Anspr. 1—8 u. 5. III. 24 f. Anspr. 9—11.

Kl. 20 i, Gr. 33. 415 637. Eloi Rodolausse, Saint-Antonin, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Walther, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Apparat zum Kontrollieren des vorgeschriebenen Langsamfahrens und der Stillstände von Eisenbahnwagen, Straßenbahnwagen u. dgl.; Zus. z. Pat. 343 329. 20. XII. 24. R 62 897. Frankreich 21. XII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 41. 415 638. Wilhelm Dörre, Stadtoldendorf. Vorrichtung zur Verhütung von Eisenbahnunfällen. 11. XI. 24. D 46 520.

Kl. 20 k, Gr. 9. 415 386. Alfred Hilpert, Stuttgart, Kronenstr. 31. Kettenfahrleitung für elektrische Bahnen mit mehrfach nebeneinander laufenden Tragdrähten oder Tragseilen. 26. IX. 23. H 94 853.

Kl. 37 a, Gr. 2. 415 395. Fa. Carl Zeiß, Jena. Verfahren zur Herstellung von Kuppeln und ähnlichen gekrümmten Flächen aus Eisenbeton. 9. XI. 22. Z 13 458.

Kl. 37 a, Gr. 3. 415 543. Wilhelm Schütz, Düsseldorf, Schloßstr. 19. Putzträger aus Blechplatten. 3. I. 24. Sch 69 242.

Kl. 37 e, Gr. 10. 415 544. Willem van Alst, Mortsel b. Antwerpen; Vertr.: Dr. v. Rothenburg, Pat.-Anw., Darmstadt. Hängewerkartige Abstützung von Deckenschalungen bei Betondecken. 21. II. 18. A 32 579.

Kl. 42 c, Gr. 9. 415 397. John Huw Williams, Hankow, China; Vertr.: A. Ohnimus, Pat.-Anw., Karlsruhe i. B. Straßenprofil- oder Wegaufzeichengerät. 10. V. 24. W 66 205. England 8. X. u. 14. XII. 23.

Kl. 80 a, Gr. 7. 145 579. Leipziger Tangier-Manier (Alexander-Grube), Leipzig-Plagwitz. Vorrichtung zum Fördern von Mörtel in Mörtelspritzvorrichtungen mittels Druckluft; Zus. z. Pat. 412 475. 19. IX. 20. L 51 394.

Kl. 80 a, Gr. 52. 415 455. Willi Heinz, Emden. Verfahren zur Herstellung von Schlackensteinen. 15. XI. 22. H 91 848.

Kl. 81 e, Gr. 31. 415 522. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Den Tagebau für Braunkohlen u. dgl. überquerende, fahrbare Verladebrücke. 22. VI. 22. A 38 030.

Kl. 84 d, Gr. 2. 415 457. Friedrich Brennecke, Borna, Bez. Leipzig. Bolzenschmierung für Eimerbaggerketten. 26. 1. 24. B 112 444.

Kl. 84 d, Gr. 3. 415 617. Herbert McDonald Cooper, Ilford, u. Henry Benjamin Wilmott, Barking, Engld.; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Einseiliger Drehschaufelbagger. 25. V. 23. C 33 576.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Juni 1925.

Kl. 19 a, Gr. 28. 415 906. Albert Sakobielsky jr., Bochum, Zechenstraße 33. Aus einer Stange bestehendes Handgerät zum Kippen von Schienen. 19. II. 24. S 65 129.

Kl. 20 g, Gr. 3. 415 021. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff A.-G., Rheine i. W. Eisenbahnschiebebühne mit Hebezeug. 20. I. 25. R 63 251.

Kl. 37 b, Gr. 3. 415 870. Walter Sackur, Karlsruhe, Baden. Westendstraße 62. Knotenpunktausbildung für Kuppeldächer aus Holz. 4. X. 24. S 67 269.

Kl. 37 f, Gr. 3. 415 808. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Fundament für wasserlose Gasbehälter. 28. IX. 23. M 82 656.

Kl. 42 c, Gr. 6. 415 723. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Gerät zum Messen der Lage von hochliegenden Gegenständen, insbesondere von Leitungsdrähten elektrischer Bahnen. 24. II. 24. A 41 652.

Kl. 80 b, Gr. 13. 415 765. Société Anonyme „Lap", Paris; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. Koehnhorn u. E. Noll, Berlin SW 11. Überziehen von tonigen (tonerdigen) oder anderen hydraulischen Zementflächen mit Metall. 27. IX. 24. S 67 226. Frankreich 29. IX. 23 u. 31. V. 24.

Kl. 80 b, Gr. 19. 415 842. Carl Jäger G. m. b. H., Düsseldorf-Derendorf. Imprägnierungs- und Konservierungsmittel für Gesteine, Faserstoffe, Holz und andere Zellulosearten. 12. XI. 22. J 23 175.

Kl. 80 b, Gr. 19. 415 843. Carl Jäger G. m. b. H., Düsseldorf-Derendorf. Imprägnierungs- und Konservierungsmittel für Gesteine, Faserstoffe, Holz und andere Zellulosearten; Zus. z. Pat. 415 842. 7. X. 23. J 24 086.

Kl. 80 b, Gr. 20. 415 766. Eduard Thies, Hamburg, Ahrensburger Str. 38—44. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen aus Flugasche. 8. I. 24. T 28 395.

Kl. 81 e, Gr. 24. 415 775. Maschinenfabrik „Herold" Hentschel & Reubold, G. m. b. H., Zossen. Ofenhausanlage. 23. VIII. 23. M 82 335.

Kl. 81 e, Gr. 32. 416 001. Fa. „Eintracht" Braunkohlenwerke und Briketfabriken Akt.-Ges., Welzow, N.-L. Vorrichtung zum Einebnen und Säubern von Bodenflächen. 29. V. 24. E 30 826.

Kl. 84 d, Gr. 2. 415 779. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Baggerlöffel. 21. VIII. 23. K 86 933.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Juni 1925.

Kl. 19 d, Gr. 7. 416 083. Fa. Polensky & Zöllner, Driesen, N.-M. Vorrichtung zum Ein- und Ausbau von Gleisbrücken. 27. XI. 23. P 47 149.

Kl. 35 b, Gr. 1. 416 245. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohl's. Kabelkran mit Ausleger. 27. X. 23. B 106919.

Kl. 80 b, Gr. 1. 416 134. Santiago Emilien Fournier, Royan, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von künstlichen Quadersteinen. 4. IX. 24. F 56 822. Frankreich 24. X. 23.

Kl. 84 b, Gr. 1. 416 376. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Schiffshebewerk. 26. IV. 24. K 89 368.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 25. Juni 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. 416 538. Goswin & Co., Kommanditgesellschaft, Haspe i. W. u. Peter Thielmann, Silschede i. W. Grubenstempel. 4. VI. 21. T 25 405.

Kl. 19 a, Gr. 28. 416 551. Ferrodesherbeuse Scheuchzer S. A., Renens, Schweiz, Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Durch Druckluft betätigte Bremsvorrichtung für die Winde von Jätmaschinen für Eisenbahnbettungskörper. 25. V. 23. F 54 081.

Kl. 20 i, Gr. 28. 416 675. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Magnetsperre für Blockfelder. 27. VII. 24. S 66 656.

Kl. 20 i, Gr. 28. 416 676. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Gleichstromblockfeld. 27. VII. 24. S 66 657.

Kl. 20 k, Gr. 9. 416 456. Aktiengesellschaft Brown, Boverie & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boverie, Mannheim-Käferthal. Kettenfahrleitung für elektrische Bahnen (nach Patent 401 728) mit Zickzackführung des Tragdrahts; Zus. z. Pat. 401 728. 3. X. 22. A 38 558.

Kl. 80 b, Gr. 3. 416 592. G. Polysius Eisengießerei und Maschinen-Fabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement und schwefliger Säure. 13. IX. 24. P 48 769.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Kleine Brockhaus, Handbuch des Wissens in einem Bande. Leipzig, F. A. Brockhaus, in zehn Lieferungen. Preis je 1,90 M. (ermäßigter Subskriptionspreis).

Uns liegen die Lieferungen 1 und 2 vor, die erkennen lassen, daß es sich bei der Ausgabe des „Handbuches des Wissens" um ein in jeder Hinsicht würdiges und erstklassiges Werk handelt. Es bietet in kurzer aber übersichtlicher Form und durch eine große Anzahl von Karten, Abbildungen auf Tafeln und im Text wirksamst erläutert ein wirkliches Handbuch allen Wissenswerten und gestattet in seiner hervorragenden Übersichtlichkeit der Einteilung und Darstellung, sich in ganz kurzer Zeit über diesen oder jenen Gegenstand oder ein bestimmtes Wissensgebiet zu unterrichten. Hierbei wird von allen technischen Hilfsmitteln, im besonderen auch graphischen Diagrammen (namentlich für wirtschaftliche Fragen) bestens Gebrauch gemacht. Es liegt hier ein Werk vor, das sich jede Familie anschaffen kann und aus dem sie dauernde und zeitgemäßeste Belehrung zu ziehen vermag. Die weiteren Lieferungen sollen in kurzer Reihenfolge erscheinen, so daß das Gesamtwerk bald zur Verfügung stehen wird. Vivant sequentes. M. F.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften III. Wasserbau, VII. Band. 5. vermehrte und teilweise verbesserte Auflage. Landwirtschaftlicher Wasserbau, Fischereilicher Wasserbau, Dünenbau und Seedeiche. Leipzig 1924, Verlag Wilhelm Engelmann. Lex. XIV u. 655 Seiten mit 670 Textabb. Geh. 31 GM., geb. 34 GM.

Der vorliegende neue Band des Handbuches wird als teilweise neu bearbeitete und vermehrte Auflage bezeichnet. Mir will scheinen, als ob darin der Herausgeber zu bescheiden gewesen ist, denn m. E. ist der Band nicht mehr und nicht weniger als ein vollkommen neues und neuzeitliches Werk geworden. Damit soll nicht gesagt sein, daß nicht auch heute noch die alte 4. Auflage in den Teilen, die in der vorliegenden 5. nicht mehr enthalten sind, Ausführungen von wesentlicher und auch bleibender Bedeutung aufweisen. Das gilt insbesondere von der Arbeit Spöttles. Die seit Erscheinen der 4. Auflage im Jahre 1911 vergangenen Jahre haben aber auf allen Arbeitsgebieten des vorliegenden Bandes so viele Neuerungen und Ergänzungen gebracht, daß das Neuerscheinen der 5. Auflage lebhaft zu begrüßen ist.

Der landwirtschaftliche Wasserbau hat in dem Wirkl. Geh. Oberbaurat Gerhardt einen neuen Bearbeiter an Stelle des verstorbenen Oberregierungsrats Spöttle gefunden, der in diesem Kapitel wie auch in den beiden anderen Hauptabschnitten des Buches die große Erfahrung niedergelegt hat, die er in einem reichen und vielseitigen Wirken in örtlichen Ausführungen und in leitenden Stellen sich erwerben konnte.

An vielen Stellen hat das erste Kapitel eine Erweiterung erfahren, überall ist es auf den neusten Stand der Erfahrung und Forschung gebracht. Immerhin hat sich dieses Kapitel doch auch manche Kürzung gefallen lassen müssen, wobei auch manche der so ausgezeichneten Planbeigaben der 4. Auflage in Fortfall kommen mußten. Deshalb glaube ich nicht fehlzugehen in der Annahme, daß mancher gern neben der neuen Auflage auch noch die alte zur Hand nehmen wird. Wertvoll erweitert ist das Kapitel durch die neueren Ausführungen über Beregnungsanlagen und die Untergrundbewässerung.

Eine wesentliche, ebenfalls den neuesten Erfahrungen angepaßte Erweiterung bringen die Abschnitte über Heide- und Moorkultur. Gerade auf diesem Gebiete hat ja die Not der Zeit ganz erhebliche Fortschritte gezeitigt, hier auch haben sich unsere Anschauungen in manchen Dingen nicht unwesentlich gewandelt. Wesentlich erweitert sind auch die Ausführungen über Einlaß- und Überlaufpolder.

Der III. Abschnitt des I. Kapitels über den Dünenbau ist der 5. Auflage als besondere dritte Abteilung eingefügt. Die Behandlung dieses Arbeitsgebietes war von Spöttle bereits in der 4. Auflage auf Grund des ausgezeichneten „Handbuches des deutschen Dünenbaues" von Gerhardt durchgeführt worden; so war es nur natürlich, daß nunmehr Gerhardt selbst die Neubearbeitung auf Grund seiner langjährigen Erfahrungen übernahm.

Das II. Kapitel der 4. Auflage über „Fischteiche" hat eine starke Erweiterung ebenfalls von Gerhardt erfahren und erscheint nunmehr unter der Überschrift „Fischereilicher Wasserbau". Da gerade auf fischereilichem Gebiete sich die Anschauungen in den letzten Jahren außerordentlich geändert haben, so wird man die Ausführungen des bewährten Fachmannes auf diesem Gebiete besonders beachten dürfen, muß allerdings sich vergegenwärtigen, daß leider Gerhardt den Abschluß der Bewegung und die volle Klärung der Fragen nicht mehr erleben durfte.

Äußerlich bemerkenswert ist, daß die beiden Kapitel über Fischwege aus Bd. II und über Fischteiche aus Bd. VII der 4. Auflage hier zu einem einheitlichen Abschnitt unter der neuen Bezeichnung zusammengefaßt worden sind, sicher zum Vorteil des Ganzen.

Das Kapitel über Flußdeiche ist in die neue Auflage nicht mit übernommen.

Das Kapitel „Seedeiche", das bereits aus der 3. Auflage unverändert in die 4. übernommen werden mußte, hat nunmehr in der neuen Auflage ebenfalls in Gerhardt einen hervorragend sachkundigen Bearbeiter gefunden, der auch hier etwas vollkommen Neues und Mustergültiges geschaffen hat. Abgesehen von einer Erweiterung der früheren Ausführungen auf Grund der neusten Erfahrungen an Seedeichen, schuf er vollkommen neue Abschnitte besonders über die Deichreife der Watten, die unterseeischen Angriffe gegen Deiche, Uferfälle und Uferabschiebungen nach den holländischen Erfahrungen und die Schutzmittel gegen derartige Vorkommnisse. Auch bei dem Abschnitt über Deichschleusen sind die neuesten Erfahrungen nutzbar gemacht.

Alles in allem liegt somit ein neuer Band des Handbuches vor uns — in seinem ganzen Umfange das Ergebnis der Lebensarbeit und der Lebenserfahrung Gerhardts, dem wohl keiner den Ruf streitig machen wird, einer der Berufensten gewesen zu sein zu diesem Werke — der sich würdig anschließt an die vielen ihm vorausgegangenen. Daß es noch nicht wieder möglich war, ihn so reich mit Abbildungen und Planbeilagen auszustatten, wie seine Vorgänger, wird man bedauern dürfen. Andererseits wird man aber dem Verlage Dank wissen, daß er in dieser wirtschaftlich schweren Zeit trotzdem mit nicht hoch genug anzuerkennendem Verständnis für die wissenschaftliche Notwendigkeit solchen Vorgehens die notwendige Erneuerung des Handbuches sich angelegen sein läßt. Heinrich Heiser.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Ortsgruppe Rheinland-Westfalen.

Die Emschergenossenschaft hat die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Rheinland-Westfalen zu einem Vortrag und anschließend zur Besichtigung einiger bemerkenswerter Bauten der Emschergenossenschaft eingeladen. Der Vortrag fand im Emscherhaus am 13. Juni in Essen statt, wo Herr Baudirektor Dr.-Ing. Helbing über die Aufgaben der Emschergenossenschaft sprach.

Vortrag

des Baudirektors Dr.-Ing. e. h. Helbing am 13. Juni 1925 im Sitzungssaal der Emschergenossenschaft.

Nach Begrüßung der zahlreich erschienenen Mitglieder der Ortsgruppe Rheinland-Westfalen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen schilderte der Vortragende die Entwicklung der Genossenschaft aus ihren ersten Anfängen, die Vorflut- und damit zusammenhängenden hygienischen Schwierigkeiten im Gebiet vor dem Eingreifen der Genossenschaft, ihre mannigfachen Aufgaben, ihre Organisation, das Veranlagungswesen usw. Der Vortragende ging dann auf die Einzelheiten der technischen Lösung ein, mit denen sich sein Amtsvorgänger, der erste Baudirektor der Genossenschaft, Baurat Middeldorf, bei der Aufstellung der Entwässerungsentwürfe beschäftigen mußte. Die erste Aufgabe war, das gesamte Wasser, und zwar das natürliche Niederschlagswasser, einschließlich des höchsten zu erwartenden Hochwassers, das häusliche und das gewerbliche Abwasser und das aus den Bergwerken aufgepumpte Grubenwasser glatt abzuführen. Gleichzeitig mußten die Vorflutstörungen, die durch Bodensenkungen infolge Kohlenabbaues entstanden waren, beseitigt und künftig möglichst verhindert werden. Dies Ziel ist inzwischen nahezu erreicht. Die Emscher ist von der Mündung in den Rhein bis oberhalb von Hörde auf einer Länge von 70 km begradigt, durchschnittlich um 4 m vertieft, durch Fortfall der Mühlenstaue ist das Gefälle wesentlich verbessert und das Flußbett so groß, daß selbst das höchste Hochwasser nicht ausufern kann. Durch diesen Ausbau ist es gelungen, daß ganze Gebiet mit wenigen Ausnahmen wieder natürlich zu entwässern. In der Mündungsstrecke mußte der alte Emscherlauf verlassen werden, da hier die Bodensenkungen inzwischen schon so gewachsen waren, daß natürliche Vorflut zum Rhein nicht mehr vorhanden war. Die neue Emscher ist deshalb weiter nach Norden verlegt worden und mündet jetzt bei Walsum in den Rhein. Das 30 qkm große Gebiet der verlassenen alten Emscher wird durch ein großes Pumpwerk, in dem 3000 PS installiert sind, entwässert.

Ähnlich wie die Emscher sind auch ihre Nebenbäche begradigt, vertieft, und, da sie die Hauptkanäle für die städtischen, gewerblichen und Zechenabwässer sind, mit glatten Betonschalen ausgekleidet.

Die zweite Aufgabe war, das Abwasser in einen Zustand zu bringen, daß es, abgesehen von der Unschädlichkeit für den eigenen Bezirk, vom Rhein, ohne Schaden zu verursachen, aufgenommen werden kann. Die Klärung konnte man, berücksichtigt man nur die Bedürfnisse des eigenen Bezirks, nunmehr beschränken auf Anlagen, die alle Schwebestoffe aus dem Wasser herausfingen, die etwa auf dem Wege des Wassers durch die Vorfluter im Emschergebiet hätten abgeführt werden und so hier zu Mißständen hätten führen können. Jede Nutzung des Wassers, abgesehen von solcher für grobtechnische Zwecke, war ja im Emschergebiet schon vor Eingreifen der Genossenschaft verschwunden, jede weitere Klärung des Wassers also unnütz. Kam das fäulnisfähige Wasser in frischem Zustande in den Kläranlagen an, wurde es hier von den absitzbaren Schwebestoffen befreit, verließ es die Anlage frisch und blieb auch frisch auf seinem Lauf bis zum Rhein, so war allen billigerweise in einem Industriebezirk zu stellenden Anforderungen genügt. Ob diese Klärung auch für den Rhein genügte, blieb besonders zu untersuchen. Das fäulnisfähige Wasser, d. h. das Abwasser vor allem aus den Haushaltungen, war das gefährlichste, da seine organischen Bestandteile bei Schlammbildung zu Fäulniserscheinungen, zu Geruchsbelästigungen und zur Verbreitung von Krankheiten Anlaß gaben. Die Genossenschaft hat daher 26 sogenannte „häusliche Kläranlagen" an den Hauptschmutzungszentren errichtet, an die von den im Emschergebiet wohnenden 2,3 Millionen Menschen 1,5 Millionen angeschlossen sind. In diesen Anlagen wird der Schlamm ausgeschieden und unter Wasser ohne Geruchsbelästigung biologisch zersetzt. Für etwa 300000 Einwohner werden in den nächsten Jahren noch Kläranlagen errichtet. Der Rest wohnt so weit zerstreut, nutzt zum Teil das Abwasser im eigenen landwirtschaftlichen Betriebe, hat noch keine geregelte Kanalisation oder schickt das wenige Abwasser in noch genügend leistungsfähige Vorfluter, so daß diese Abwassermengen gänzlich ungefährlich sind. An keiner Stelle des Bezirkes hat seit dem Eingreifen der Emschergenossenschaft das organisch verschmutzte Abwasser irgendwelche Mißstände mehr hervorgerufen.

Die Klärung des industriellen Abwassers, vor allen desjenigen der Zechen und Eisenwerke, glaubte die Emschergenossenschaft bis vor kurzem den Erzeugern des Abwassers überlassen zu dürfen, da die hierfür zu errichtenden Anlagen meist Teile des eigentlichen Industriebetriebes, System und Bedienung der Anlagen einfach sind und die Genossenschaft mit ihren Erfahrungen auf diesem Gebiet allen Beteiligten bei der Entwurfsbearbeitung bearbeitend und helfend zur Seite stehen konnte. Sie mußte aber die Erfahrung machen, daß trotz aller Bemühungen durchgehend einwandfreie Verhältnisse nicht zu erreichen waren. Sie ging daher in den letzten Jahren dazu über, das Wasser der Bachläufe, an die eine größere Zahl von Werken angeschlossen ist, in genossenschaftlichen Bachkläranlagen nochmals zu klären, so daß also der Schlamm, den die einzelnen Werke absichtlich oder unabsichtlich der Vorflut zuschicken, hier herausgefangen wird. Notwendig ist dieses Vorgehen, da die Zuführung der Schlammassen, wenn sie schließlich auch in dem Bezirk selbst erträglich wäre, im Rhein zu großen Schwierigkeiten führen wird. Von großer Bedeutung hierbei ist, daß der Schlamm mit Teer, Öl und anderen besonders gefährlichen Bestandteilen durchsetzt ist. In hohem Maße schädlich für den Rhein ist das Abwasser, das aus den Nebenproduktenanlagen der Zechen in die Vorflut kommt, wegen seines Gehaltes an Phenolen, die auch in großer Verdünnung schädigend auf die Fische im Rhein, die den bekannten Karbolgeschmack annehmen, einwirken. Es ist daher seit Jahren das unausgesetzte Bestreben der Genossenschaft, Mittel und Wege zu finden, um auch diesem Mißstand abzuhelfen. Es sind jetzt Verfahren gefunden, die durch Auswaschen des Phenols mit Benzol im Fabrikationsprozeß die in die Vorflut gelangenden Abwassermengen in ihrer Schädlichkeit um etwa 60 vH herabsetzen. Um auch die restlichen 40 vH aus dem Abwasser zu beseitigen, hat die Genossenschaft erfolgreiche Versuche angestellt. Durch Behandlung des phenolhaltigen Abwassers in belüfteten Füllkörpern ist es ihr gelungen, auf diesem biologischen Wege das Phenol restlos unschädlich zu machen. Große Anlagen sind auf einzelnen Zechen errichtet, in denen die praktische Ausgestaltung des Verfahrens studiert werden soll.

Die von Middeldorf ursprünglich veranschlagten 38 Millionen Mark für Emscher, Nebenbäche und Kläranlagen sind überschritten worden. Nicht etwa weil der Anschlag falsch war, sondern vielmehr weil das ursprüngliche Bauprogramm für Nebenbäche und Kläranlagen gegenüber den anfänglichen Absichten ganz wesentlich erweitert wurde. Ziemlich alle Nebenbäche des Bezirkes mußten in das Bauprogramm aufgenommen werden, während ursprünglich nur einige wenige berücksichtigt waren. Rund 100 Millionen Goldmark sind bisher verausgabt. Die jährliche Höchstausgabe hatte das Jahr 1913 mit 11 Millionen Goldmark. Die Ausgaben sind durch Anleihen gedeckt worden. Die ordentlichen Ausgaben für Unterhaltung, Betrieb, Verwaltung und für Verzinsung und Tilgung fingen im Jahre 1908 mit 1,7 Millionen Mark jährlich an, stiegen dann bis 1914 auf 3,5, hatten 1924 eine Höhe von 1,9 und sind für 1925 auf 2,5 Millionen Goldmark veranschlagt. Zum Schluß streifte der Vortragende die Aufgaben, die von der Genossenschaft noch zu leisten wären. Außer Unterhaltung und Betrieb der geschaffenen Anlagen muß sie mit dem Fortschreiten von Industrie und Siedlung immer neue Bäche ausbauen und immer neue Kläranlagen errichten, die vorhandenen erweitern. Ganz besondere Arbeit werden aber die durch die fortschreitenden Bodensenkungen herbeigeführten Störungen der Vorflut verursachen, die man wohl bei der Aufstellung und Ausführung eines Entwurfes berücksichtigen, aber nicht ganz vermeiden kann.

Zum Schluß zeigt der Vortragende an Hand von Plänen, wie nach dem Vorbilde der Emschergenossenschaft und unter ihrer Mitwirkung eine Anzahl weiterer Genossenschaften mit ähnlichen Aufgaben entstanden sind, wie der Ruhrverband zur Reinhaltung der Ruhr, die linksrheinische Entwässerungsgenossenschaft zur Mörs, die Sesekegenossenschaft zu Dortmund, der Ravaverband in Oberschlesien (jetzt polnisch) und die große Lippegenossenschaft, für die zurzeit ein Sondergesetz dem Landtag zur Verabschiedung vorliegt. Eine 600 Seiten umfassende und mit zahlreichen Abbildungen ausgestattete Denkschrift „25 Jahre Emschergenossenschaft", welche im Selbstverlage herausgegeben ist, und von der Genossenschaft bezogen werden kann, gibt ein vollständiges Bild, wie die Genossenschaft wurde und wuchs und welche Aufgaben von ihr und ihren Schwester- und Tochtergenossenschaften noch zu lösen sind.

Anschließend an den interessanten und äußerst klaren Vortrag fand eine Besichtigung wichtiger, moderner Anlagen der Emschergenossenschaft statt. Die Emschergenossenschaft stellte zu diesem Zweck liebenswürdigerweise einen Autobus zur Verfügung. Die Fahrt ging zunächst zu den Kläranlagen Essen-Nord an der Grillostraße, in denen die Berne, die einen bedeutenden Teil der häuslichen Schmutzwässer der Stadt Essen abführt, geklärt und gereinigt wird. Die Führung und die Erläuterung der Anlagen hatte freundlicherweise Herr Marinebaurat Prüß, Vorstand des Abwasseramtes der Emschergenossenschaft, übernommen. In eindrucksvoller Weise führte Herr Baurat Prüß hier und bei weiteren Besichtigungen die Bauart, Wirkungsweise und den Zweck der Anlagen den Teilnehmern vor Augen. Die Anlage in Essen-Nord kann als Musterbeispiel guter Kläranlagen für städtische Abwässer angesehen werden. Obwohl sie mitten in der Stadt liegt, tritt in keiner Weise eine Gruchsbelästigung auf; vielmehr belebt sie durch ihre geschmackvollen Grünanlagen das ganze Bild. Die Klärung erfolgt in dem weitbekannten Emscherbrunnen, eine Erfindung des bekannten Abwasserfachmanns Dr.-Ing. Imhoff, dem langjährigen Leiter des Abwasseramtes der Emschergenossenschaft, jetzt im Hauptamt Geschäftsführer des Ruhrverbandes. Der ausfallende, stark mit organischen Bestandteilen durchsetzte Schlamm wird unter Luftabschluß durch chemisch-biologische Prozesse in Gärung gebracht. Hierbei werden die hochmolekularen organischen Verbindungen, die Ursache der Fäulnis, vernichtet. Bei dem Gärungsprozeß entwickeln sich nur geruchfreie Gase, Methan und Kohlensäure. Das Methan, das hier in beinahe chemischer Reinheit frei wird, wird teilweise dem städtischen Gaswerk zugeführt, teilweise neuerdings auf Flaschen gefüllt und industriellen Werken zu Versuchszwecken zur Verfügung gestellt.

Die Fahrt ging dann weiter zu der erst seit einigen Monaten in Betrieb genommenen Kläranlage in Horst-Süd. Hier werden im Gegensatz zu der Essener Anlage vorwiegend Abwässer der Kohlenzechen, die durch den Schwarzbach zugeführt werden, gereinigt. Da diese Abwässer keine wesentlichen organischen Bestandteile enthalten, konnte die Anlage einfacher gestaltet werden. Diese Kläranlage, nach Entwürfen von Baurat Prüß, ist sowohl was allgemeine Anordnung als auch technische Lösung betrifft, neuartig. Zum ersten Male wird hier im großen der Saugbagger zum Entfernen des abgelagerten Klärschlammes aus den Behältern verwendet. Der Saugbagger kann durch kreisförmig und geradlinig angeordnete Gleisanlagen das ganze 40 bis 80 m große Becken bestreichen. Von besonderem Interesse ist die sinnreiche Verbindung zwischen dem Absaugen und Fortleiten des Schlammes in die Druckleitung durch ein und dasselbe Aggregat. Auch die technischen Einzelheiten des in Eisenbeton erbauten Bauwerks, die Vorkehrungen gegen Bergschäden usw. sind sehr interessant und neuartig. Zur Bedienung der ganzen Anlage bei einer Jahresleistung von 50000 t Schlamm genügen zwei Mann.

Eine längere Autofahrt brachte die Teilnehmer von hier an die neue Emschermündung bei Walsum. Hier werden die Wassermengen der Emscher, zwar von den schädlichen Bestandteilen befreit, doch immerhin noch verschmutzt, dem Rhein zugeführt. Vor einigen Jahren wurde noch das Wasser unmittelbar am Ufer in den Rhein geleitet. Infolge der nicht genügend innigen Vermischung mit den Rheinwassermengen trat nur eine mangelhafte Verdünnung ein, so daß ein großer Teil der noch vorhandenen Sinkstoffe am Ufer entlang an den Buhnen sich absetzte. Dieser phenolhaltige Schlamm brachte für den Fischbestand des Rheines unangenehme Nachwirkungen. Seit 1921 werden die Emscherwassermengen durch zwei große eiserne Rohre in etwa 65 m Abstand vom Ufer auf die Rheinsohle geleitet. Auf diese Weise tritt eine derartige starke Verdünnung der Schmutzwassermenge ein, daß nachteilige Wirkungen durch Schlammablagerungen bislang nicht mehr auftraten.

Anschließend an diese Besichtigungen fuhren nun die Teilnehmer über Oberhausen-Mülheim und dann an dem Ufer der Ruhr entlang zum Kruppschen Restaurant nach Hügel. Ein gemütliches Zusammensein hielt die Gäste bis kurz vor Mitternacht fest.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 31. Juli 1925 Heft 17

ZUM 60. GEBURTSTAGE VON DIREKTOR DR.-ING. h. c. HANS HERRMANN IN GUSTAVSBURG.

Am 4. August d. J. begeht der Leiter einer unserer ersten deutschen Brückenbauanstalten, Herr Direktor Dr. Ing. h. c. Hans Herrmann in Gustavsburg seinen 60. Geburtstag. Es geziemt sich wohl, bei diesem Anlasse des Lebenswerkes dieses bedeutenden Ingenieurs der Praxis näher zu gedenken und seine Arbeiten und Leistungen auf dem Gebiete des Großbrückenbaues und des Eisenwasserbaues festzuhalten.

Geboren am 4. August 1865 in Nürnberg, besuchte Hans Herrmann die dortige Volks- und Industrieschule, studierte darauf an der Technischen Hochschule in München, um dann Anfang 1889 als junger Dipl.-Ing. in die Dienste der damaligen Maschinenbau-A.-G. Nürnberg vorm. Klett & Comp. zu treten. Über 36 Jahre hat Dr. Herrmann somit schon seinem Werke gedient, eine Arbeitszeit voll tatkräftigen Schaffens und ein Schreiten von Erfolg zu Erfolg. In der ersten Zeit seiner Praxis arbeitete Dr. Herrmann als Statiker und Konstrukteur im Nürnberger Büro unter der zielsicheren Leitung v. Rieppels, wo neben vielen Brücken für den bayer. Staat schon die größten Bauwerke wie die Nordostseekanalbrücke bei Grüntal und die Talbrücke bei Müngsten zur Ausführung kamen. Anfangs 1901 erfolgte die Übersiedelung der brückentechnischen Büros des Werkes nach Gustavsburg, bei welchem Anlasse Dr. Herrmann zum Oberingenieur ernannt wurde. Wenige Jahre später erhielt er Prokura, bald nach dem Weltkriege den Titel als Direktor, um dann nach dem Rücktritt von Geheimrat Dr. Carstanjen — am 1. März 1923 — die Gesamtleitung des Gustavsburger Werkes der M.A.N. zu übernehmen.

Die Grundlagen, nach denen v. Rieppel und dessen Vorgänger Gerber ihre Brückenkonstruktionen durchbildeten, sind auch für Herrmann vorbildlich gewesen. Alle Entwürfe und Ausführungen, die Gustavsburg unter der Leitung Herrmanns herausbrachte, sind von dem stilgerechten Geiste und den erstklassigen Konstruktionsformen der altbayerischen Schule belebt und durchzogen. Unter seinem Einflusse und unter seiner Leitung hat das Gustavsburger Werk sich zum Weltwerk entwickelt, gleichgeachtet und anerkannt in der deutschen Heimat wie im Auslande. Nicht weniger als 6 Rheinbrücken sind von Dr. Herrmann gebaut worden — die Kaiserbrücke b. Mainz, die Hohenzollernbrücke in Cöln, 2 Stromöffnungen, die Eisenbahnbrücke oberhalb Mainz, die linke Stromöffnung bei Rüdesheim, die Straßenhängebrücke bei Cöln und die Hauptöffnung in Remagen — dann große Brücken über die Elbe, wie die Straßenbrücke b. Harburg, die Erneuerung der Bahnbrücke bei Magdeburg — dann über die Donau bei Regensburg, Neustadt, Kräutelstein usw. und natürlich auch über den nahe gelegenen Main und Neckar. An großen Talübergängen sind u. a. zu nennen der Viadukt über das Faillytal, Elsaß 1907, an Hochbahnbrücken nenne ich Teile vom Gleisdreieck und von der normalen Hochbahn in Berlin, vor allem aber den Hauptteil der Hamburger Ring- und Vorortsbahn 1911—15, für welch letztere Gustavsburg sämtliche Entwurfsarbeiten für die rd. 12000 t Eisenkonstruktionen oblagen und die in mustergültiger Weise ihre Erledigung fanden.

Das Gebiet der beweglichen Brücken war von jeher ein ausgesprochenes Sondergebiet von Gustavsburg und Dr. Herrmanns eigenstes Arbeitsfeld. Von größeren Ausführungen führe ich nur an Drehbrücken in Ludwigshafen 1895, die Industriehafenbrücke in Mannheim 1902, mehrere Klappbrücken wie die in Kiel, im Norrköping Schweden, in Burma Brit. Indien u. a. Jede dieser Ausführungen ist ausgeprägt durch neue und eigenartige Lösungen in der Gesamtanlage und im maschinellen Antrieb; sie zeigen alle die persönliche Meisterschaft Dr. Herrmanns in der Bewältigung dieser schwierigen Bauaufgaben. Das gleiche kann von den großen Eisenwasserbauten gesagt werden, von denen ich hier nur die großen Dock- und Schleusentore in Wilhelmshaven, die großen Schiebetore mit den Reservetoren von Emden, 3 Tore für die neue Hafeneinfahrt in Brunsbüttelkoog, sowie die großen Tore für den argentinischen Marinehafen in Bahia Blanca aufzählen möchte.

Große Aufgaben brachte auch der Weltkrieg für Gustavsburg. Fast ungezählt waren die eiligen Aufräumungsarbeiten und Wiederherstellungsbauten gesprengter Brücken im Westen und Osten. Von neuen Brücken, die im Krieg unter Dr. Herrmanns Leitung und unter seiner persönlichsten Überwachung gebaut wurden, führe ich für den Westen die Maaßbrücke bei Visé, sowie den hohen Viadukt über das Geueltal an, für den Osten die große Straßenbrücke über die Weichsel bei Wyszogrod, die Narewbrücke bei Modlin und eine große Brücke über die Dubissa bei Lidowiany.

Das Bild über die umfassende Leistung Gustavsburgs im Großbrückenbau wäre unvollständig, wenn nicht auch noch der großen Bauten in fernen Ländern gedacht würde. Im nahen Orient, Bulgarien, Rumänien, der nahen und ferneren Türkei sind es Hunderte von Brücken, die Dr. Herrmann in den letzten Jahrzehnten ausführen durfte. Im fernen Osten sei erinnert an die Bauten der Shantungbahn und der Tientsin-Pukow-Bahn, bei denen Gustavsburg nicht nur große Lieferungen erledigte, sondern auch großzügige Aufstellungen bewirkte, die Fundierungen der Brücken ausführte usw. Die Hoangho-Brücke allein, erbaut 1912, sichert Gustavsburg dauernden Ruhm bei Chinesen wie Fremden. Ebenso tätig war Gustavsburg im fernen Chile und Argentinien, in Brasilien usw.

Allbekannt und einzig in ihrer Art sind die Wehrbauten Gustavsburgs. Über 200 Anlagen mit Schützenverschlüssen und Walzenwehren hat Gustavsburg bis heute gebaut, alle nach eigenen Systemen und nach besonderen Modellen.

Zu den schönsten Anerkennungen, die ein Ingenieur neben seiner Befriedigung am Bauen selbst entgegennehmen kann, gehören die Urteile bei Wettbewerben, bei denen meist Fachgenossen unbeeinflußt und uneigennützig mitwirken. Direktor Dr. Herrmann hat in dieser Hinsicht Erfolge errungen wie kein anderer. Die Meisterschaft der Gerber-v. Rieppel-Herrmannschen Schule zeigte sich da in vollem Lichte. Von besonders hervorragenden Erfolgen führe ich nur die Wettbewerbe um die zweite Neckarbrücke bei Mannheim an, — um die Rheinstraßenbrücke in Cöln, dritter Bewerb, Ausführungsentwurf —, um die Aarsta-Brücke in Stockholm und die Limfjord-Brücke bei Aalborg — 1919 und 1920, je ein I. Preis —, neuerdings über die Königinnenbrücke in Rotterdam — 1925, den I. Preis — und unlängst den I. und II. Preis für die 3. Neckarbrücke in Mannheim.

Für seine Leistungen im Kriege erhielt er das Eiserne Kreuz II. Klasse, ebenso erhielt er für seine großen Brückenbauten verschiedene Ordensauszeichnungen. Als besondere Ehrung muß die Ernennung zum Dr.-Ing. h. c. bezeichnet werden, die die Technische Hochschule 1918 ihrem früheren Schüler erwies. — Im Deutschen Eisenbau-Verbande ist Dr. Herrmann Mitglied des Ausschusses und der Versuchskommission, desgl. verschiedener technischer und allgemeiner Kommissionen. Überall gilt sein Wort als das eines der erfahrensten Führer auf dem Gebiete des Eisenbaues und der technischen Wirtschaft. — In Gustavsburg wirkt Dr. Herrmann als umsichtiger Chef, von den Arbeitern anerkannt und von den Beamten verehrt, an deren Treiben und Schicksal er stets verständnisvollen Anteil nimmt.

So steht Direktor Dr. Herrmann heute in der Vollkraft seines Lebens und auf der Höhe seines technischen Schaffens, bereit, ein weiteres Jahrzehnt seines Lebens mit gleicher Hingabe und mit gleicher Kraft dem Dienste seiner Firma zu widmen. Möge es ihm vergönnt sein, in bester Gesundheit diese Aufgabe zu erfüllen, und dazu möchte ich ihm — und ich darf das wohl auch im Namen aller seiner vielen Freunde und Kollegen tun — ein aufrichtiges und herzliches „Glückauf" zurufen!

Sterkrade, den 31. Juli 1925. Baurat Dr. Bohny.

DIE WIRTSCHAFTLICHKEIT VON BAGGERBETRIEBEN.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Vorstandsmitglied der Rheinisch-Westfälischen Bauindustrie Akt.-Ges., Düsseldorf.

Übersicht. Es werden mit Hilfe der mathematischen Formelsprache die Beziehungen zwischen den einzelnen im Baggerbetrieb anfallenden Zeiten und hieraus resultierenden Zugfolge, Wagenzahl, Kippmannschaften usw. abgeleitet, einer vergleichenden Kostengegenüberstellung unterzogen, und es wird die Zweckmäßigkeit von graphischen Fahrplänen im Baggerbetrieb nachgewiesen.

Soll ein Baggerbetrieb — und zwar will ich einstweilen nur von Trockenbaggerarbeiten sprechen — möglichst wirtschaftlich durchgeführt werden, so muß zunächst folgende allgemeine Bedingung erfüllt sein:

Die Leistungsfähigkeit des Baggers, d. h. die Menge des von ihm in der Zeiteinheit zu lösenden Bodens, muß mit der gesamten Bodenbewegung und der zur Verfügung stehenden Bauzeit im Einklang stehen. Bei dieser Berechnung sind unvermeidliche Betriebspausen infolge schlechter Witterung, Reparaturen der Geräte, Umstellung des Betriebes durch Schaffung neuer Kippen und Baggerfelder usw. zu berücksichtigen.

Ferner ergeben sich die nachstehend einzeln näher erläuterten Forderungen:

I. Allgemeine Bestimmung der Anzahl der Züge bei Verwendung nur einer Kippe.

Der in den Kastenkippern zur Verfügung stehende betriebsfähige Förderraum ist eine Funktion der tatsächlichen Leistung des Baggers und der für eine volle Hin- und Rückfahrt der verschiedenen Züge, einschließlich der Aufenthalte auf der Kippe, beim Umsetzen am Bagger und zum Fassen von Betriebsstoffen benötigten Zeiten. Steht nur eine Kippe zur Verfügung, so ergibt sich die Anzahl der Züge aus obiger Überlegung, wobei die Anzahl der Wagen eines jeden Zuges durch die Zugkraft der Lokomotive und die Steigungsverhältnisse auf der Förderstrecke bestimmt wird. Dieselben Verhältnisse liegen auch vor, wenn auf der gleichen Ablagerungsstelle mit zwei oder drei Kippen gearbeitet werden kann bzw. wenn — was indessen sehr selten vorkommen dürfte — zwei oder mehrere Kippen an verschiedenen Stellen in gleicher Entfernung vom Bagger und unter sonst gleichen Verhältnissen auf der Fahrstrecke und Kippe selbst vorhanden sind.

Rechnerisch ergibt sich im vorliegenden Falle folgendes Bild: Bezeichnet man mit

- τ die Füllzeit für einen Wagen am Bagger,
- n die Anzahl der Wagen eines Zuges,
- t_f die Fahrzeit eines Zuges für Hin- und Rückfahrt einschl. des Aufenthaltes für Betriebsstoffefassen,
- t_k die Kippzeit eines Zuges,
- p die beim Umsetzen des Zuges am Bagger entstehende Pause

und mit

- N die Anzahl der Züge,

so folgt aus der Gleichung

$$t_f + t_k + p = \tau (N - 1) n$$

$$N = \frac{t_f + t_k + p}{\tau n} + 1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1$$

bezw., wenn N als bekannt angenommen wird,

$$n = \frac{t_f + t_k + p}{\tau (N - 1)} \text{ [1]} \quad \ldots\ldots\ldots (1a$$

[1] Sobald man N als bekannt voraussetzt, sind genau genommen auch die Fahr- und Kippzeiten als Funktionen von n Unbekannte. Wir setzen demgemäß ${}_k t = a \cdot n$ und bringen hierdurch zum Ausdruck, daß die Kippzeit eine gradlinige Funktion der Wagenzahl ist. Die nähere Bestimmung von a erfolgt im Abschnitt II.

Für die Fahrzeit schreiben wir ${}_f t = k + b \cdot n$, worin k eine Konstante bedeutet, welche von der Wagenzahl unabhängig ist und $b \cdot n$ einen Zeitwert darstellt, welcher sich proportional mit n ändert.

Im allgemeinen fallen unter den konstanten von n unabhängigen Wert k die beim Umsetzen der Lokomotiven entstehenden Pausen in der Fahrzeit sowie die Leerfahrten. Denn die bei 900 mm Spur gebräuchlichen Lokomotiven mit einer Dauerleistung von 160—180 PS befördern den Leerzug unter normalen Verhältnissen mit der üblichen Geschwindigkeit von 12—15 km/h ohne Rücksicht auf die Wagenzahl. Anders liegen diese Verhältnisse beim Vollzug. Hier ist die Anzahl der Wagen von wesentlichem Einfluß, namentlich, wenn Steigungen zu überwinden sind und Kurven durchfahren werden müssen.

Nach „Hütte 1902 Abt. II Seite 453" besteht zwischen der Zugkraft einer Dampflokomotive in kg, der Kesselleistung L in PS und der Fahrgeschwindigkeit v in km/h die Beziehung $v = 270 \frac{L}{Z}$. Für die Zugkraft Z kann man nach „Dr. Eckert: Über Kostenberechnung im Tiefbau, Berlin 1925, Seite 23 ff." schreiben.

$$Z = G \left[10 + s + \frac{400}{r - 16}\right] + n\, g \left[6 + s + \frac{400}{r - 16}\right]$$

Hierin bedeuten:

- n die Anzahl der Wagen,
- g das Gewicht eines beladenen Wagens in t,
- G das Gewicht der Lokomotive in t,
- s das Steigungsverhältnis im Durchschnittswert pro Tausend,
- r der Krümmungshalbmesser in m.

Da nun allgemein $t = \frac{l}{v}$ ist, so folgt

$${}_f t = k + \frac{l}{270\, L} \left[10\, G + 6\, n\, g + \left(s + \frac{400}{r - 16}\right)(G + n\, g)\right] \quad \ldots (a$$

d. h. in unserer Gleichung ${}_f t = k + b\, n$ ist

$$b = \frac{l\, g}{270\, L} \left[6 + s + \frac{400}{r - 16}\right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (b$$

der in Gleichung (a) übrig bleibende weitere konstante Anteil von ${}_f t$ lautet

$$k' = \frac{G\, l}{270\, L} \left[10 + s + \frac{400}{r - 16}\right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (c$$

und ist zu k hinzuzufügen.

Zahlenbeispiel: $l = 2$ km für Leerfahrten, sodaß, wenn die Pause für Umsetzen der Maschine 5 min beträgt und der Leerzug mit 12 km/h fährt, $k = \frac{60}{12} \cdot 2 + 5 = 15$ min ist

$l = 2$ km für den Vollzug; $g = 6$ t; $s = 20$ vT
$r = 96$ m; $L = 150$ PS; $G = 15$ t

$${}_f t = 15 + \left\{\frac{15 \cdot 2}{270 \cdot 150} \left[10 + 20 + \frac{400}{96 - 16}\right] + n \frac{6 \cdot 2}{270 \cdot 150} \left[6 + 20 + \frac{400}{96 - 16}\right]\right\} 60 \text{ in min}$$

$${}_f t = 15 + 1{,}56 + 0{,}55\, n \text{ min.}$$

Die Geschwindigkeit auf der Vollfahrt ist bei n = beispielsweise nach obigem

$$v = \frac{2 \cdot 60}{1{,}56 + 0{,}55 \cdot 20} = 9{,}5 \text{ km/h.}$$

Aus Gleichung (1) folgt nunmehr

$$n = \frac{p + k}{\tau (N - 1) - (a + b)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1\,b$$

worin k und b aus den Gleichungen (b) und (c) einzusetzen sind.

Zahlenbeispiel:

$t_f = 25$ min (entsprechend einer Fahrstrecke von 2 km bei einer Geschwindigkeit von 12 km/h mit 5 min Aufenthalt für Betriebsstoffefassen u. s. w.),

$t_k = 15$ min.,

$p = 5$ min.,

$\tau = 1$ min. (entsprechend einer Baggerleistung von $\backsim 200$ m³/h, wenn mit Kastenkippern von $3\frac{1}{2}$ m³ Inhalt gefördert wird),

$n = 15$ Wagen.

$$N = \frac{25 + 15 + 5}{1 \cdot 15} + 1 = 4 \text{ Züge.}$$

ν_1 die Anzahl der Arbeiter der Kippmannschaft auf der Kippe,

so leuchtet ein, daß nicht etwa der Wert α_1 proportional mit der Erhöhung von ν_1 sinkt, sodaß

$${}_1t_k = \frac{n_1 \alpha_1}{\nu_1}$$

ist, wobei der Index „1“ sich immer auf den ersten Zug bezieht, sondern daß ein reduzierender Faktor von der Form ξ^{ν_1} eingeführt werden muß, wobei ξ einen Erfahrungswert, der etwas über „1“ liegt, bedeutet. Demgemäß folgt:

$${}_1t_k = \frac{\xi^{\nu_1}}{\nu_1} n_1 \alpha_1 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (2$$

Abb. 1. Graphische Darstellung der Funktion $\frac{\xi^\nu}{\nu}$.

II. Untersuchung der Kippzeiten[2]).

Von ausschlaggebender Bedeutung sind nun für jeden Baggerbetrieb die Verhältnisse auf der Kippe. Das leistungsfähigste Baggergerät nützt im Betriebe nichts, wenn es nicht auch gelingt, die geförderten Bodenmassen mit einem Kleinstaufwand an Kosten auf der Kippe abzunehmen. Von zwei Hauptfaktoren hängt im allgemeinen die Leistungsfähigkeit einer Kippe hauptsächlich ab, nämlich von ihrer Höhe und der Art des geförderten Bodens. Außerdem bedingen die Konstruktion der Förderwagen, sowie die Leistungen der Kippmannschaft ihre Aufnahmefähigkeit. Ich will hier zunächst von Selbstentladern absehen und mit den auch heute noch im normalen Tiefbau in der Hauptsache zur Verwendung gelangenden hölzernen Kastenkippern rechnen.

Bezeichnet man alsdann ferner mit

α_1 die Kippzeit für einen Wagen des ersten Zuges durch einen Mann bezogen auf die gesamte Kippmannschaft (theoretischer Wert),

[2]) Die leider nicht im Druck erschienene, mir nach Fertigstellung dieser Arbeit erst bekannt gewordene Doktordissertation des Herrn Dr.-Ing. Meyer-Heinrich, Mannheim, „Die Kippe im Erdbau, eine technisch-wirtschaftliche Untersuchung“ befaßt sich in sehr eingehender Weise mit allen außerhalb der nachstehenden Untersuchungen für die Bewertung der Leistungsfähigkeit von Erdkippen maßgebenden Umständen.

Diese Funktion gibt uns ein Bild für den Zusammenhang zwischen der Anzahl der Wagen, Anzahl der Arbeiter der Kippmannschaften und den Kippzeiten.

In Abbildung 1 sind die Verhältnisse für $\xi = 1{,}10$; $1{,}15$; $1{,}20$; $1{,}25$ und $1{,}30$ graphisch dargestellt. Man erkennt, daß alle Kurven asymptotisch zur y-Achse verlaufen und an der Stelle $\nu_1 = \frac{1}{\log \text{nat}\, \xi}$ ihr Minimum haben. Die Funktion besitzt also die mit der Praxis übereinstimmende Eigenschaft, daß die Kippzeit ${}_1t_k$ nicht etwa mit wachsender Kippmannschaft ν_1 stetig abnimmt, sondern, daß eine Grenze erreicht wird, bei deren Überschreitung ${}_1t_k$ mit wachsendem ν_1 auch wieder wächst.

Der Erfahrungswert ξ hängt von den besonderen Umständen ab und läßt sich nicht eindeutig festlegen.

Für $\xi = 1{,}15$ entnehmen wir aus der Abbildung 1, daß z. B. für $\nu = 10$ Kippmannschaften die Kippzeit $t_k = n\,\alpha \cdot 0{,}40$ beträgt, während ohne den reduzierenden Faktor ξ^ν

$$t_k = n\,\alpha \cdot 0{,}1$$

sein würde. Der reduzierende Faktor bewirkt also eine Erhöhung von t_k auf das Vierfache bei $\nu = 10$. Kleiner al

0,38 kann $\frac{\xi^\nu}{\nu}$ überhaupt für $\xi = 1{,}15$ nicht werden. Andererseits wird für $\nu = 20$ beispielsweise

$$t_k = n\,\alpha \cdot 0{,}82,$$

d. h. etwa doppelt so groß wie für $\nu = 10$. Für $\xi = 1{,}10$ ändern sich diese Verhältnisse langsamer. Hier ist für $\nu = 10$

$$t_k = n\,\alpha \cdot 0{,}26$$

und für $\nu = 20$

$$t_k = n\,\alpha \cdot 0{,}34$$

Die richtige Wahl der Zahl ξ muß daher von Fall zu Fall unter Zuhilfenahme von Beobachtungswerten auf den einzelnen Kippen erfolgen.

Sobald die Kippmannschaft genügend groß ist, um gleichzeitig zwei oder mehr Wagen kippen zu können, muß dieser Umstand bei der Wahl des jeweiligen Wertes $\frac{\xi^\nu}{\nu}$ berücksichtigt werden. So liegt z. B. für $\xi = 1{,}15$ das Minimum der Funktion bei $\nu = 7$ und beträgt 0,38, während für $\nu = 15$ $\frac{\xi^\nu}{\nu} = 0{,}54$ ist, was bedeuten würde, daß bei der doppelten Anzahl Leute die Kippzeit im Verhältnis $\frac{0{,}54}{0{,}38}$ größer würde. Liegen aber die Verhältnisse auf der Kippe so, daß die halbe Mannschaft, d. h. etwa 7 Mann einen Wagen allein kippen können, muß natürlich mit diesem Umstand gerechnet und für $\frac{\xi^\nu}{\nu}$ der $\nu = \frac{15}{2} = 7{,}5$ entsprechende Wert 0,38 gewählt werden. Die Gesamtkippzeit für n Wagen beträgt alsdann:

$$t_k \cong \frac{\alpha}{2} \cdot n\,\frac{\xi^\nu}{\nu}$$

worin $\nu = 7$; $\xi = 1{,}15$ und demnach $\frac{\xi^\nu}{\nu} = 0{,}38$ ist. Für $n = 20$ und $\alpha = 4$ folgt beispielsweise:

$$t_k = \frac{4}{2} \cdot 20 \cdot 0{,}38 = 15{,}2 \text{ min}$$

Für das in der Praxis bei Verwendung hölzerner Kastenkipper hauptsächlich vorkommende Intervall $8 < \nu < 14$ kann man den reduzierenden Faktor den wirklichen Verhältnissen noch besser dadurch anpassen, daß man mit wachsendem ν den Nenner nicht proportional ν wachsen läßt, sondern z. B. schreibt $\frac{\xi^\nu}{\nu - a}$, worin a eine Konstante bedeutet. Mit $\xi = 1{,}15$ und $a = 6$ ergeben sich für obiges Intervall folgende Werte:

ν	$\frac{\xi^\nu}{\nu - 6}$
8	= 1,53
9	= 1,17
10	= 1,01
11	= 0,93
12	= 0,89
13	= 0,88
14	= 0,884

In Abb. 1 ist auch diese Funktion graphisch aufgetragen. Ihr Minimum liegt etwa bei $\nu = 13$ Mann. Mit $\alpha = 1{,}0$ min stimmen demnach diese Verhältnisse bei Verwendung von normalen $3\frac{1}{2}$ m^3 Kastenkippern und Vorhandensein von mittelschwerem Baggergut, etwa Kiessand, recht gut mit der Wirklichkeit überein. Es bereitet keine Schwierigkeiten, an Stelle des Ausdrucks $\frac{\xi^\nu}{\nu}$ in den folgenden Rechnungen den Wert $\frac{\xi^\nu}{\nu - a}$ zu setzen.

III. Zusammenhang zwischen den Füll-, Fahr- und Kippzeiten sowie der Anzahl der Wagen.

a) Zwei Kippen mit je einem Zug.

Mit Hilfe obiger Betrachtungen sind wir in der Lage, auch die Fälle zu untersuchen, bei denen verschieden große Entfernungen der einzelnen Kippen von der Baggerstelle und verschiedene Verhältnisse auf den Kippen selbst vorliegen. Soll die Baggerleistung auch hier voll ausgenutzt werden, so muß die Zugfolge unter dem Baggergerät ununterbrochen stattfinden. Dies wird aber nur dann möglich sein, wenn alle zu den einzelnen Leistungen benötigten Zeiten zueinander so abgestimmt sind, daß keine unnötigen Betriebspausen für den Bagger eintreten müssen. Die Variabelen in der Rechnung sind die Anzahl der Wagen der einzelnen Züge, sowie die Arbeiterzahl der Kippmannschaften auf den einzelnen Kippen; die Konstanten sind die Fahr- und Füllzeiten sowie die Pause, welche beim Umsetzen der Züge am Bagger entsteht.

Liegen die Verhältnisse so einfach, daß der ganze Betrieb sich mit zwei Zügen und zwei Kippen abspielen kann — was z. B. eintreten könnte, wenn zwei sehr aufnahmefähige Kippen in unmittelbarer Nähe eines wenig leistungsfähigen Baggers liegen würden —, so ergeben sich mit den oben erwähnten Bezeichnungen, wobei der Index „2" sich auf den zweiten Zug bezieht, folgende Bedingungsgleichungen:

$$\left.\begin{aligned} {}_1t_f + n_1\,\alpha_1\,\frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} + p &= n_2\,\tau \\ {}_2t_f + n_2\,\alpha_2\,\frac{\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2} + p &= n_1\,\tau \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (3$$

wenn $\quad {}_1t_k = n_1\,\alpha_1\,\frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1}$ und ${}_2t_k = n_2\,\alpha_2\,\frac{\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2}$

gesetzt wird. Hieraus folgt:

$$\left.\begin{aligned} n_1 &= \frac{{}_1t_f\,\frac{\alpha_2\,\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2} + {}_2t_f\,\tau + p\left(\frac{\alpha_2\,\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2} + \tau\right)}{\tau^2 - \frac{\alpha_1\,\alpha_2}{\nu_1\,\nu_2}\,\xi_1^{\nu_1}\,\xi_2^{\nu_2}} \\ n_2 &= \frac{{}_2t_f\,\frac{\alpha_1\,\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} + {}_1t_f\,\tau + p\left(\frac{\alpha_1\,\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} + \tau\right)}{\tau^2 - \frac{\alpha_1\,\alpha_2}{\nu_1\,\nu_2}\,\xi_1^{\nu_1}\,\xi_2^{\nu_2}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (4$$

Aus diesen beiden Gleichungen geht die gegenseitige Abhängigkeit der Anzahl der Wagen beider Züge hervor.

Zahlenbeispiel:

$\tau = 3$ min (entsprechend einer Baggerleistung von $\backsim 70$ m^3/h, wenn mit $3\frac{1}{2}$ m^3-Wagen gefördert wird),
${}_1t_f = 10$ min,
${}_2t_f = 15$ min,
$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 4$ min,
$\nu_1 = 10$ Mann,
$\nu_2 = 15$ Mann,
$\xi_1 = \xi_2 = \xi = 1{,}15$,
$p = 2$ min.

Mit diesen Zahlen ergibt sich aus obigen Gleichungen (4):

$$n_1 = \frac{10 \cdot 4 \cdot \frac{1{,}15^{15}}{15} + 15 \cdot 3 + 2\left(4\,\frac{1{,}15^{15}}{15} + 3\right)}{3^2 - \frac{4 \cdot 4}{10 \cdot 15} \cdot 1{,}15^{(10 + 15)}} = 14{,}0 \text{ Wagen}$$

$$n_2 = \frac{15 \cdot 4 \cdot \frac{1{,}15^{10}}{10} + 10 \cdot 3 + 2\left(4\,\frac{1{,}15^{10}}{10} + 3\right)}{3^2 - \frac{4 \cdot 4}{10 \cdot 15} \cdot 1{,}15^{(10 + 15)}} = 11{,}53 \text{ Wagen}$$

Ohne die reduzierenden Faktoren ξ^ν liefern die Gleichungen (4):

$$n_1 = \frac{15 + 4{,}81 \cdot \frac{4}{15} + 2}{3} = 6{,}1$$

$$n_2 = \frac{10 \cdot 3 + 15 \cdot \frac{4}{10} + 2\left(3 + \frac{4}{10}\right)}{3^2 - \frac{4 \cdot 4}{10 \cdot 15}} = 4{,}81 \text{ Wagen}$$

Der Faktor ξ^{ν} beeinflußt das Ergebnis also wesentlich (siehe unter II). Mit dem Kleinstwert der Funktion, welcher für $\xi = 1{,}15$ 0,38 beträgt und bei $\nu_2 = 7$ liegt, folgt für

$$n_1 = \frac{15 + 9{,}6 \cdot 4 \cdot 0{,}38 + 2}{3} = 10{,}5$$

und

$$n_2 = \frac{10 \cdot 3 + 15 \cdot 1{,}6 + 2\,(3 + 1{,}6)}{3^2 - 1{,}6 \cdot 4 \cdot 0{,}38} = 9{,}6 \text{ Wagen}$$

Die Auflösung der obigen Bedingungsgleichungen (3) nach den Kippmannschaften ν_1 und ν_2 bzw. den Tabellenwerten $\frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1}$ und $\frac{\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2}$ ergibt für diese Ausdrücke die Werte:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} &= \frac{n_2\,\tau - (p + {}_1t_f)}{n_1\,\alpha_1} \\ \text{und} \quad \frac{\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2} &= \frac{n_1\,\tau - (p + {}_2t_f)}{n_2\,\alpha_2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (5$$

Diese Werte hängen naturgemäß nur von je einer der Gleichungen (3) ab. Mit den Zahlen unseres Beispiels folgt:

$$\frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} = \frac{11{,}53 \cdot 3 - (2 + 10)}{14 \cdot 4} = 0{,}404$$

$$\frac{\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2} = \frac{14{,}0 \cdot 3 - (2 + 15)}{11{,}53 \cdot 4} = 0{,}543$$

woraus unter Zuhilfenahme der Zahlenwerte der Abb. 1 für ν_1 und ν_2 wieder die Werte

$$\nu_1 = 10 \text{ und } \nu_2 = 15 \text{ Mann}$$

folgen.

Soll aus betriebstechnischen Gründen die Anzahl der Wagen beider Züge gleich sein, nämlich $n_1 = n_2 = n$, so folgt als Bedingungsgleichung für die Anzahl der Mannschaft auf Kippe „1":

$$\frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} = \frac{1}{n\,\alpha}\left[{}_2t_f - {}_1t_f + \frac{n\,\alpha\,\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2}\right] \quad \ldots\ldots\ldots (6$$

oder mit den Zahlen unseres Beispiels, wenn $n = 20$ gesetzt wird,

$$\frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} = \frac{1}{20 \cdot 4}\left[15 - 10 + 20 \cdot 4 \cdot \frac{1{,}15^{15}}{15}\right] = 0{,}60$$

$$\nu_1 \cong 16 \text{ Mann.}$$

Mit diesem Wert wird die Bedingungsgleichung

$${}_1t_f + n\,\alpha\,\frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} = {}_2t_f + n\,\alpha\,\frac{\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2}$$

erfüllt, nämlich

$$10 + 20 \cdot 4 \cdot \frac{1{,}15^{16}}{16} = 15 + 20 \cdot 4 \cdot \frac{1{,}15^{15}}{15}$$

a') Zwei Kippen mit drei Zügen.

Werden zwei Kippen durch drei Züge bedient, von denen Zug „1" und „3" nach der ersten und Zug „2" nach der zweiten Kippe fahren, so lauten die Bedingungsgleichungen:

$$\left.\begin{aligned} {}_1t_f + n_1\,\alpha_1\,\frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} + p &= \tau\,(n_2 + n_1) \\ {}_2t_f + n_2\,\alpha_2\,\frac{\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2} + p &= 2\,\tau\,n_1 \end{aligned}\right\} \quad . \ (3a$$

Hieraus folgt, wenn $\frac{\alpha_1\,\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} = a_1$ und $\frac{\alpha_2\,\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2} = a_2$ gesetzt wird,

$$\left.\begin{aligned} n_1 = n_3 &= \frac{{}_1t_f\,a_2 + {}_2t_f\,\tau + p\,(a_2 + \tau)}{2\,\tau^2 + a_2\,\tau - a_1\,a_2} \\ \text{und} \quad n_2 &= \frac{{}_2t_f\,(a_1 - \tau) + {}_1t_f \cdot 2\,\tau + p\,(a_1 + \tau)}{2\,\tau^2 + a_2\,\tau - a_1\,a_2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots . (4a$$

Voraussetzung hierbei ist, daß Zug „1" und „3" dieselbe Anzahl Wagen besitzen, was auch in den Gleichungen (3a) zum Ausdruck kommt.

a'') Zwei Kippen mit vier Zügen.

Soll ferner Zug „1" und „3" nach der ersten Kippe mit gleicher Wagenzahl und Zug „2" und „4" nach der zweiten Kippe ebenfalls mit gleicher Wagenzahl fahren, so folgt aus den Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} {}_1t_f + n_1\,a_1 + p &= \tau\,(2\,n_2 + n_1) \\ {}_2t_f + n_2\,a_2 + p &= \tau\,(2\,n_1 + n_2) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots . (3b$$

$$\left.\begin{aligned} n_1 = n_3 &= \frac{-{}_1t_f\,(\tau - a_2) + 2\,{}_2t_f\,\tau + p\,(\tau + a_2)}{3\,\tau^2 + \tau\,(a_1 + a_2) - a_1\,a_2} \\ n_2 = n_4 &= \frac{-{}_2t_f\,(\tau - a_1) + 2\,{}_1t_f\,\tau + p\,(\tau + a_1)}{3\,\tau^2 + \tau\,(a_1 + a_2) - a_1\,a_2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (4b$$

Damit auf der Kippe keine Anhäufung von Zügen entsteht, muß in diesen Fällen selbstverständlich auch die Bedingung erfüllt sein, daß der zuerst auf der Kippe eintreffende Zug gekippt ist, bevor der nächste einläuft oder in unserer Formelsprache:

Fall a': $\tau\,(n_1 + n_2) > {}_1t_{k_I}$,

bzw. Fall a'': $\tau\,(n_1 + n_2) < {}_2t_{k_{II}}$ usw.,

wobei sich die Indizes I und II auf die beiden Kippen beziehen.

b) Drei Kippen mit je einem Zug.

In diesem Falle müssen bei stetiger Zugfolge unter dem Bagger folgende Gleichungen erfüllt sein:

$$\left.\begin{aligned} {}_1t_f + n_1\,a_1 + p &= \tau\,(n_2 + n_3) \\ {}_2t_f + n_2\,a_2 + p &= \tau\,(n_1 + n_3) \\ {}_3t_f + n_3\,a_3 + p &= \tau\,(n_1 + n_2) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (7$$

Worin wieder bedeutet:

$$a_1 = \frac{\alpha_1\,\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1}$$

$$a_2 = \frac{\alpha_3\,\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2}$$

und

$$a_3 = \frac{\alpha_3\,\xi_3^{\nu_3}}{\nu_3}$$

Die Auflösung dieser Gleichungen nach n_1, n_2 und n_3 ergibt:

$$\left.\begin{aligned} n_1 &= \frac{{}_1t_f\,(a_3\,a_2 - \tau^2) + {}_2t_f\,(a_3\,\tau + \tau^2) + {}_3t_f\,(a_2\,\tau + \tau^2) + p\,[\tau^2 + \tau\,(a_3 + a_2) + a_3\,a_2]}{2\,\tau^3 + \tau^2\,(a_1 + a_2 + a_3) - a_1\,a_2\,a_3 = D} \\ n_2 &= \frac{{}_2t_f\,(a_1\,a_3 - \tau^2) + {}_3t_f\,(a_1\,\tau + \tau^2) + {}_1t_f\,(a_3\,\tau + \tau^2) + p\,[\tau^2 + \tau\,(a_1 + a_3) + a_1\,a_2]}{D} \\ n_3 &= \frac{{}_3t_f\,(a_2\,a_1 - \tau^2) + {}_1t_f\,(a_2\,\tau + \tau^2) + {}_2t_f\,(a_1\,\tau + \tau^2) + p\,[\tau^2 + \tau\,(a_2 + a_1) + a_2\,a_1]}{D} \end{aligned}\right\} \quad \ldots . (8$$

Zahlenbeispiel:

$\tau = 1{,}5$ min (entsprechend einer Baggerleistung von $\backsim 140$ m³/h mit gleichen Fördergefäßen wie vor),

${}_1t_f = 10$ min,
${}_2t_f = 15$ min,
${}_3t_f = 20$ min,
$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha = 4$ min,
$\xi_1 = \xi_2 = \xi_3 = \xi = 1{,}15$,
$\nu_1 = 10$ Mann,
$\nu_2 = 15$ Mann,
$\nu_3 = 11$ Mann,
$p = 2$ min.

Alsdann ist:

$$a_1 = \frac{4 \cdot 1{,}15^{10}}{10} = 1{,}618$$

$$a_2 = \frac{4 \cdot 1{,}15^{15}}{15} = 2{,}172$$

$$a_3 = \frac{4 \cdot 1{,}15^{11}}{11} = 1{,}696$$

und obige Gleichungen (8) ergeben $n_1 = 16{,}72$, $n_2 = 12{,}83$, $n_3 = 13{,}2$ Wagen. Der erste Zug muß demnach mit 17, der zweite mit 13 und der dritte Zug ebenfalls mit 13 Wagen laufen.

Die Werte ν_1, ν_2 und ν_3 sind wiederum wie unter a) von nur je einer der Gleichungen (7) abhängig. Die Auflösung dieser Gleichungen nach den Ausdrücken $\frac{\xi^\nu}{\nu}$ ergibt:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} &= \frac{\tau(n_2+n_3)-(p+{}_1t_f)}{n_1 a_1} \\ \frac{\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2} &= \frac{\tau(n_1+n_3)-(p+{}_2t_f)}{n_2 a_2} \\ \text{und}\quad \frac{\xi_3^{\nu_3}}{\nu_3} &= \frac{\tau(n_1+n_2)-(p+{}_3t_f)}{n_3 a_3} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (9$$

b') Drei Kippen mit insgesamt vier Zügen.

Sollen drei Kippen mit vier Zügen bedient werden, wobei z. B. Zug „1" und „3" mit gleicher Wagenzahl zur zweiten, Zug „2" zur ersten und Zug „4" zur dritten Kippe fährt, so ergeben sich folgende Bedingungsgleichungen:

$$\left.\begin{aligned} {}_1t_f + n_1 a_1 + p &= \tau(n_2+n_1+n_4) \\ {}_2t_f + n_2 a_2 + p &= \tau(2n_1+n_4) \\ {}_4t_f + n_4 a_4 + p &= \tau(2n_1+n_2) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (7a$$

Hieraus folgen für n_1 bis n_4 die Werte:

$$\left.\begin{aligned} n_1 = n_3 &= \left\{\begin{aligned} &-{}_1t_f(\tau^2-a_2a_4)+{}_2t_f(\tau^2+a_4\tau)+{}_4t_f(\tau^2+a_2\tau) \\ &\qquad +p[\tau^2+\tau(a_2+a_4)+a_2a_4] \end{aligned}\right\} : D \\ D &= 3\tau^3+2\tau^2\left(a_4+a_2+\frac{a_1}{2}\right)+\tau a_2a_4-a_1a_2a_4 \\ n_2 &= \left\{\begin{aligned} &-{}_2t_f(2\tau^2+a_4\tau-a_1a_4)+{}_4t_f(\tau^2+a_1\tau) \\ &+2\,{}_1t_f(\tau^2+a_4\tau)+p[\tau^2+\tau(a_4+a_1)+a_4a_1] \end{aligned}\right\} : D \\ n_4 &= \left\{\begin{aligned} &-{}_4t_f(2\tau^2+a_2\tau-a_1a_2)+2\,{}_1t_f(\tau^2+a_2\tau) \\ &+{}_2t_f(\tau^2+a_1\tau)+p[\tau^2+\tau(a_1+a_2)+a_1a_2] \end{aligned}\right\} : D \end{aligned}\right\} (8a$$

Mit den Werten unseres vorigen Zahlenbeispiels unter b) folgt, wenn:

${}_1t_f = 10 \text{ min} = {}_3t_f$
${}_2t_f = 15$ min
${}_4t_f = 20$ min

gesetzt wird, und im übrigen die vorigen Werte beibehalten werden:

$n_1 = n_3 = 7{,}15$
$n_2 = 4{,}71$
$n_4 = 3{,}87$ Wagen.

Die Einstellung eines vierten Zuges beeinflußt die Anzahl der Wagen demnach erheblich. Die Bedingung, daß auf der zweiten Kippe keine Anhäufung von Zügen entsteht, lautet in diesem Falle:

$$\tau(n_1+n_2) > t_k$$

$$1{,}5\,(7{,}15+4{,}71) > 7{,}15 \cdot 4 \cdot \frac{1{,}15^{15}}{15}$$

$$17{,}8 > 15{,}4$$

c) Vier Kippen mit je einem Zug.

Die Bedingungsgleichungen lauten:

$$\left.\begin{aligned} {}_1t_f + n_1 a_1 + p &= \tau(n_2+n_3+n_4) \\ {}_2t_f + n_2 a_2 + p &= \tau(n_1+n_3+n_4) \\ {}_3t_f + n_3 a_3 + p &= \tau(n_1+n_2+n_4) \\ {}_4t_f + n_4 a_4 + p &= \tau(n_1+n_2+n_3) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (10$$

Die Auflösung dieser Gleichungen nach n_1 bis n_4 ergibt folgende Werte:

$$\left.\begin{aligned} n_1 &= \left\{\begin{aligned} &-{}_1t_f[2\tau^3+\tau^2(a_2+a_3+a_4)-a_2a_3a_4] \\ &+{}_2t_f[\tau^3+\tau^2(a_3+a_4)+a_3a_4\tau] \\ &+{}_3t_f[\tau^3+\tau^2(a_2+a_4)+a_2a_4\tau] \\ &+{}_4t_f[\tau^3+\tau^2(a_2+a_3)+a_2a_3\tau] \\ &+p\ [\tau^3+\tau^2(a_2+a_3+a_4) \\ &+\tau\ (a_2a_3+a_2a_4+a_3a_4)+a_2a_3a_4] \end{aligned}\right\} : D \\ D &= 3\tau^4+2\tau^3(a_1+a_2+a_3+a_4) \\ &\quad +\tau^2[a_4(a_1+a_2+a_3)+a_3(a_1+a_2)+a_1a_2]-a_1a_2a_3a_4 \\ n_2 &= \left\{\begin{aligned} &-{}_2t_f[2\tau^3+\tau^2(a_3+a_4+a_1)-a_3a_4a_1] \\ &+{}_3t_f[\tau^3+\tau^2(a_4+a_1)+a_4a_1\tau] \\ &+{}_4t_f[\tau^3+\tau^2(a_3+a_1)+a_3a_1\tau] \\ &+{}_1t_f[\tau^3+\tau^2(a_3+a_4)+a_3a_4\tau] \\ &+p\ [\tau^3+\tau^2(a_3+a_4+a_1) \\ &+\tau\ (a_3a_4+a_3a_1+a_4a_1)+a_3a_4a_1] \end{aligned}\right\} : D \\ n_3 &= \left\{\begin{aligned} &-{}_3t_f[2\tau^3+\tau^2(a_4+a_1+a_2)-a_4a_1a_2] \\ &+{}_4t_f[\tau^3+\tau^2(a_1+a_2)+a_1a_2\tau] \\ &+{}_1t_f[\tau^3+\tau^2(a_4+a_2)+a_4a_2\tau] \\ &+{}_2t_f[\tau^3+\tau^2(a_4+a_1)+a_4a_1\tau] \\ &+p\ [\tau^3+\tau^2(a_4+a_1+a_2) \\ &+\tau\ (a_4a_1+a_4a_2+a_1a_2)+a_4a_1a_2] \end{aligned}\right\} : D \\ n_4 &= \left\{\begin{aligned} &-{}_4t_f[2\tau^3+\tau^2(a_1+a_2+a_3)-a_1a_2a_3] \\ &+{}_1t_f[\tau^3+\tau^2(a_2+a_3)+a_2a_3\tau] \\ &+{}_2t_f[\tau^3+\tau^2(a_1+a_3)+a_1a_3\tau] \\ &+{}_3t_f[\tau^3+\tau^2(a_1+a_2)+a_1a_2\tau] \\ &+p\ [\tau^3+\tau^2(a_1+a_2+a_3) \\ &+\tau\ (a_1a_2+a_1a_3+a_2a_3)+a_1a_2a_3] \end{aligned}\right\} : D \end{aligned}\right\} (11$$

Desgleichen folgt analog den Gleichungen (8):

$$\left.\begin{aligned} \frac{\xi_1^{\nu_1}}{\nu_1} &= \frac{\tau(n_2+r_3+n_4)-(p+{}_1t_f)}{n_1 a_1} \\ \frac{\xi_2^{\nu_2}}{\nu_2} &= \frac{\tau(n_1+n_3+n_4)-(p+{}_2t_f)}{n_2 a_2} \\ \frac{\xi_3^{\nu_3}}{\nu_3} &= \ldots\ldots\ldots \text{ usw.} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (12$$

Zahlenbeispiel:

$\tau = 1$ min (entsprechend einer Baggerleistung von $\backsim 200$ m³/h unter sonst gleichen Bedingungen wie vorstehend),
${}_1t_f = 10$ min,
${}_2t_f = 15$ min,
${}_3t_f = 30$ min,
${}_4t_f = 20$ min,
$\alpha = 4$,
$\xi = 1,15$,
$\nu_1 = 10$ Mann,
$\nu_2 = 12$ Mann,
$\nu_3 = 2 \cdot 10 = 20$ Mann (2 Kolonnen!),
$\nu_4 = 12$ Mann,
$p = 2$ min.

Alsdann ist:

$$a_1 = \frac{4 \cdot 1,15^{10}}{10} = 1,618 \text{ min}$$

$$a_2 = \frac{4 \cdot 1,15^{12}}{12} = 1,78 \text{ min} = a_4$$

$$a_3 = \frac{4 \cdot 1,15^{\frac{20}{2}}}{2 \cdot \frac{20}{2}} = \frac{1,618}{2} = 0,809 \text{ min}$$

und aus den Gleichungen (11) folgt:

$n_1 = 16,60$; $n_2 = 13,83$; $n_3 = 12,97$ und $n_1 = 12,05$ Wagen.

Die Züge müssen demnach mit 17, 14, 13 und 12 Wagen in dieser Reihenfolge verkehren.

c') Vier Kippen mit je einem Zug, wobei zwei Kippen mit gleicher Kippmannschaft in gleicher Entfernung (gleiche Fahrzeit!) liegen.

Für diesen Fall ist in den Bedingungsgleichungen (10) ${}_1t_f = {}_3t_f$ und $\nu_1 = \nu_3$ zu setzen. Es ergeben sich dann folgende Werte für n_1 bis n_4:

$$n_1 = \left\{\begin{array}{l} - {}_1t_f\,[\tau^3 + a_1 \tau^2 - (a_2 a_1 \tau + a_2 a_1 a_4)] \\ + {}_2t_f\,[\tau^3 + \tau^2 (a_1 + a_4) + a_1 a_4 \tau] \\ + {}_4t_f\,[\tau^3 + \tau^2 (a_2 + a_1) + a_2 a_1 \tau] \\ + p\ [\tau^3 + \tau^2 (a_2 + a_1 + a_4) \\ + \tau\ (a_2 a_1 + a_2 a_4 + a_1 a_4) + a_2 a_1 a_4] \end{array}\right\} : D$$

$$D = 3\tau^4 + 2\tau^3 (2 a_1 + a_2 + a_4) + \tau^2 [a_4 (2 a_1 + a_2) + a_1 (a_1 + a_2) + a_1 a_2] - a_1^2 a_2 a_4$$

$$n_2 = \left\{\begin{array}{l} - {}_2t_f\,[2\tau^3 + \tau^2 (2 a_1 + a_4) - a_1^2 a_4] \\ + 2\,{}_1t_f\,[\tau^3 + \tau^2 (a_4 + a_1) + a_4 a_1 \tau] \\ + {}_4t_f\,[\tau^3 + \tau^2 \cdot 2 a_1 + a_1^2 \tau] \\ + p\ [\tau^3 + \tau^2 (2 a_1 + a_4) \\ + \tau\ (2 a_1 a_4 + a_1^2) + a_1^2 a_4] \end{array}\right\} : D \qquad (13$$

$$n_3 = \left\{\begin{array}{l} - {}_1t_f\,[\tau^3 + a_1 \tau^2 - (a_2 a_4 \tau + a_2 a_1 a_4)] \\ + {}_4t_f\,[\tau^3 + \tau^2 (a_1 + a_2) + a_1 a_2 \tau] \\ + {}_2t_f\,[\tau^3 + \tau^2 (a_4 + a_1) + a_4 a_1 \tau] \\ + p\ [\tau^3 + \tau^2 (a_4 + a_1 + a_2) \\ + \tau\ (a_4 a_1 + a_4 a_2 + a_1 a_2) + a_4 a_1 a_2] \end{array}\right\} : D$$

$$= n_1$$

$$n_4 = \left\{\begin{array}{l} - {}_4t_f\,[2\tau^3 + \tau^2 (2 a_1 + a_2) - a_1^2 a_2] \\ + 2\,{}_1t_f\,[\tau^3 + \tau^2 (a_2 + a_1) + a_2 a_1 \tau] \\ + {}_2t_f\,[\tau^3 + \tau^2 \cdot 2 a_1 + a_1^2 \tau] \\ + p\ [\tau^3 + \tau^2 (2 a_1 + a_2) \\ + \tau\,(2 a_1 a_2 + a_1^2) + a_1^2 a_2] \end{array}\right\} : D$$

und mit den Werten des obigen Zahlenbeispiels:

$n_1 = 13,7$; $n_2 = 11,1$; $n_3 = n_1 = 13,7$ und $n_4 = 9,8$ Wagen.

Die Gleichungen (13) sind naturgemäß identisch mit den Gleichungen (8a), welche für 3 Kippen mit 4 Zügen gelten, wobei zwei Züge mit gleicher Wagenzahl ein und dieselbe Kippe bedienen.

In analoger Weise lassen sich alle praktisch vorkommenden Fälle behandeln.

Wenn auch nicht verkannt werden soll, daß in Wirklichkeit manche Faktoren auftreten können und werden, welche das theoretische Bild störend beeinflussen, so darf der Wert vorstehender Rechnungen doch nicht unterschätzt werden. Namentlich in Fällen, wo verschiedene Kippen in ganz verschiedener Entfernung vom Bagger und mit stark voneinander abweichender Leistungsfähigkeit vorhanden sind, wird eine theoretische Untersuchung, wie vorstehend gezeigt, nicht zu umgehen sein, soll die Baggerleistung voll ausgenutzt werden. Zu berücksichtigen ist bei dem jeweiligen Ergebnis für die Anzahl der Wagen n ganz allgemein natürlich stets die Zugkraft der zur Verfügung stehenden Loks. Ergeben sich beispielsweise aus den Bedingungsgleichungen für einen bestimmten Fall Wagenzahlen, welche nicht in Einklang mit der Zugkraft der Loks bei den vorhandenen Verhältnissen auf der Förderstrecke stehen, so ist die Rechnung mit anderen Voraussetzungen (mehr oder weniger Züge) so lange zu wiederholen, bis sich praktisch durchführbare Verhältnisse ergeben. Es muß ferner beachtet werden, daß einmal die Pause, welche auf den einzelnen Kippen zwischen dem Eintreffen zweier aufeinanderfolgender Züge entsteht, ausreicht, um die nicht unmittelbar gekippten Massen zu beseitigen bzw. das Kippgleis zu rücken und die Kippe wieder aufnahmefähig zu machen, daß dieselbe andererseits aber auch nicht so groß ist, daß zeitweilig keine Beschäftigung für die Kippmannschaft vorliegt. Streng genommen zerfällt die Kippzeit ${}_kt$ in einen Teil, welcher von der Wagenzahl n unabhängig ist (Umsetzen der Lokomotive in der Kippweiche usw.) und in den Teil, welcher eine Funktion von n ist. Es bereitet indessen keine Schwierigkeiten, diesem Umstand dadurch Rechnung zu tragen, daß man für ${}_kt$ den Wert ${}_kt = {}_kt' + {}_kt''$ einführt, wobei ${}_kt'$ konstant und ${}_kt'' = n \cdot \alpha \frac{\xi^\nu}{\nu}$ ist. Ferner läßt sich noch die in der Fußnote unter I) mitgeteilte Beziehung zwischen der Fahrzeit ${}_ft$ und der Wagenzahl n in die Rechnung einführen, wodurch diese jedoch verhältnismäßig verwickelt wird. Rein theoretisch lassen sich alle diese Verhältnisse eindeutig ganz allgemein nur schwer untersuchen. Sie müssen vielmehr von Fall zu Fall einzeln im Einklang mit der Praxis behandelt werden, wobei wiederholte Rechnungen hinsichtlich der Wagenzahl der Züge, der Anzahl der Züge selbst, der Stärke der Kippmannschaften usw. unter neuen Voraussetzungen mit Hilfe obiger Rechnungsmethoden nicht zu umgehen sind, zumal sich die Entfernungen der Kippen von den Baggern nach gewissen Zeiten ändern, wodurch Korrekturen der Rechnung bedingt werden.

Sollen z. B. in dem Zahlenbeispiel unter IIIb) zwei Kippen mit drei Zügen bedient werden, so folgt aus den Gleichungen (4a)

$$n_1 = n_3 = 12,1 \text{ und } n_2 = 8,92 \text{ Wagen.}$$

Der Zug mit $8,9 = 9$ Wagen ist unter normalen Verhältnissen zu klein, weshalb der Betrieb unter anderen Voraussetzungen eingerichtet werden muß, z. B. mit nur zwei Zügen (je einer für jede Kippe). In diesem Fall folgt für

$$a_1 = 4 \cdot \frac{1,15^{\frac{20}{2}}}{2 \cdot \frac{20}{2}} = 0,809$$

und

$$a_2 = 4 \cdot \frac{1,15^{\frac{24}{3}}}{3 \cdot \frac{24}{3}} = 0,51$$

sobald nämlich

$$\nu_1 = 2 \cdot 10 = 20 \text{ Mann und } \nu_2 = 3 \cdot 8 = 24 \text{ Mann}$$

gesetzt wird (auf Kippe „1“ demnach zwei Kolonnen von 10 und auf Kippe „2“ drei Kolonnen von je 8 Mann). Die Anzahl der Wagen beider Züge berechnet sich jetzt aus den Gleichungen (4) zu

$$n_1 = \frac{10 \cdot 0{,}51 + 15 \cdot 1{,}5 + 2\,(0{,}51 + 1{,}5)}{1{,}5^2 - 0{,}809 \cdot 0{,}51} = 17{,}2$$

$$n_2 = \frac{15 \cdot 0{,}809 + 10 \cdot 1{,}5 + 2\,(0{,}809 + 1{,}5)}{1{,}5^2 - 0{,}809 \cdot 0{,}51} = 17{,}2 \text{ Wagen}$$

Wenn ferner auf Kippe „2“ zwei Kolonnen zu je 10 Mann arbeiten, ergibt sich unter im übrigen gleichen Verhältnissen $n_1' = 22{,}0$; $n_2' = 19{,}9$ Wagen.

Eine dritte Lösung wäre die, daß die beiden Kippen durch je zwei Züge bedient würden. Aus den Gleichungen (13) folgt in diesem Fall durch Einsetzen von $\nu_2 = \nu_4$ und ${}_2t_f = {}_4t_f$:

$$\left.\begin{aligned}
n_1 &= \left\{\begin{aligned} &-{}_1t_f\,[\tau^3 + a_1\,\tau^2 - a_2^2\,(\tau + a_1)] \\ &+ 2\,{}_2t_f\,[\tau^3 + \tau^2\,(a_1 + a_2) + a_1\,a_2\,\tau] \\ &+ p\,[\tau^3 + \tau^2\,(2\,a_2 + a_1) \\ &+ \tau\,(2\,a_2\,a_1 + a_2^2) + a_2^2\,a_1] \end{aligned}\right\} : D \\
&= n_3 \\
D &= 3\,\tau^4 + 4\,\tau^3\,(a_1 + a_2) + \tau^2\,[(a_1 + a_2)^2 + 2\,a_1\,a_2] \\
&\quad - (a_1\,a_2)^2 \\
n_2 &= \left\{\begin{aligned} &-{}_2t_f\,[\tau^3 + a_2\,\tau^2 - a_1^2\,(\tau + a_2)] \\ &+ 2\,{}_1t_f\,[\tau^3 + \tau^2\,(a_2 + a_1) + a_2\,a_1\,\tau] \\ &+ p\,[\tau^3 + \tau^2\,(2\,a_1 + a_2) \\ &+ \tau\,(2\,a_1\,a_2 + a_1^2) + a_1^2\,a_2] \end{aligned}\right\} : D \\
&= n_4
\end{aligned}\right\} \quad (14$$

oder mit den Zahlen unseres vorliegenden Beispiels:

$$n_1 = n_3 = 6{,}21 \text{ Wagen}$$
$$n_2 = n_4 = 4{,}34 \quad ,,$$

Man sieht, daß sich ein und derselbe Fall auf verschiedene Weise lösen läßt, wobei immer die Bedingung ununterbrochener Zugfolge unter dem Bagger erfüllt ist.

IV. Kostenvergleich der unter III. entwickelten Fälle.

Da mehrere Lösungen für einen bestimmten vorliegenden Fall möglich sind, ist es unerläßlich, einen Kostenvergleich zwischen den sich mit anderen Bedingungen ändernden Kosten vorzunehmen. Die konstant bleibenden Kosten können hierbei außer acht gelassen werden. Es bezeichne demnach ferner

λ den Lohn eines Arbeiters,

w den Abschreibungs- und Reparaturkoeffizienten eines Kastenkippers,

l desgleichen einer Lokomotive,

b die Betriebskosten einer Lokomotive.

Alle Werte bezogen auf die Zeiteinheit, z. B. eine Stunde, und

γ einen Zuschlagswert für höheren Stundenlohn der Lokomotivführer und Heizer.

Weitere Kostenanteile brauchen bei unserer Vergleichsrechnung nicht berücksichtigt zu werden, weil sie einen nur geringen Einfluß auf die Gesamtkosten dieser Rechnung haben, z. B. die Anzahl der Gleisarbeiter, welche bei starker Zugfolge eventuell vergrößert werden müßte, die Anzahl der Schachtmeister auf den Kippen usw.

Allgemein kann man alsdann für die Vergleichskosten schreiben:

$$K = (n_1 + n_2 + \ldots)\,w + N\,(l + b) + (\nu_1 + \nu_2 + \ldots + m\,N)\,\lambda + 2\,N\,\lambda\,\gamma \quad (15$$

worin noch m die Anzahl der Begleitleute eines Zuges und N wie unter I die Anzahl der Züge selbst bedeuten.

Um obiges Beispiel unter III fortzusetzen, soll:

$$w = 0{,}06 \text{ M/h}$$
$$l = 1{,}00 \quad ,,$$
$$b = 1{,}50 \quad ,,$$
$$\lambda = 0{,}50 \quad ,,$$
$$\gamma = 1{,}25$$

und $m = 2$ Mann

gesetzt werden. Dann ergeben sich folgende Vergleichswerte für die Kosten:

α) Zwei Kippen mit drei Zügen:

$$K_1 = (12{,}1 + 8{,}9 + 12{,}1) \cdot 0{,}06 + 3\,(1{,}0 + 1{,}5) + (10 + 15 + 3 \cdot 2) \cdot 0{,}50 + 3 \cdot 2 \cdot 0{,}50 \cdot 1{,}25$$
$$\underline{K_1 = 28{,}74 \text{ M/h}}$$

β) Zwei Kippen mit zwei Zügen:

$$K_2 = (17{,}2 + 17{,}2) \cdot 0{,}06 + 2\,(1{,}0 + 1{,}5) + (20 + 24 + 2 \cdot 2)\,0{,}50 + 2 \cdot 2 \cdot 0{,}50 \cdot 1{,}25$$
$$\underline{K_2 = 33{,}56 \text{ M/h}}$$

bzw. mit $2 \cdot 10 = 20$ Mann auf Kippe „2“:

$$K_2' = (22{,}0 + 19{,}9) \cdot 0{,}06 + 2\,(1{,}0 + 1{,}5) + (20 + 20 + 2 \cdot 2)\,0{,}50 + 2 \cdot 2 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}25 = \underline{32{,}01 \text{ M/h}}$$

γ) Zwei Kippen mit vier Zügen:

$$K_3 = (6{,}21 + 4{,}34 + 6{,}21 + 4{,}34) \cdot 0{,}06 + 4\,(1{,}0 + 1{,}5) + (10 + 15 + 4 \cdot 2) \cdot 0{,}50 + 4 \cdot 2 \cdot 0{,}50 \cdot 1{,}25$$
$$\underline{K_3 = 32{,}77 \text{ M/h}}$$

Der Fall α) „Zwei Kippen mit drei Zügen“ ist demnach unter den vorstehenden Voraussetzungen der wirtschaftlichste.

V. Graphische Fahrpläne im Baggerbetrieb.

Bei ausgedehnten Fahrstrecken und besonders bei zwei oder mehr Baggerstellen und verschiedenen Kippen sind die Zeitverhältnisse auch auf den Fahrstrecken und Kippen selbst zu untersuchen, was am besten mit Hilfe von graphischen Fahrplänen geschieht. An Hand eines Beispiels sollen nachstehend einige Einzelheiten näher erläutert werden:

Es handele sich (siehe Abb. 2a) um zwei Baggerstellen mit je einem Bagger, welche gemeinsam in eine Kippe arbeiten. Vom Bagger I sollen drei und vom Bagger II zwei Züge mit je gleicher Wagenzahl fahren. Die Leistungsfähigkeit der beiden Bagger, die Entfernungen zur Kippe, die Mannschaft auf der Kippe und die Werte α, ξ und p sind bekannt. Alsdann folgt die Anzahl der Wagen beider Zuggruppen n_I und n_{II} zunächst aus den Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} {}_1t_f + n_I\,a_1 + p &= 2\,\tau_I\,n_I \\ {}_2t_f + n_{II}\,a_1 + p &= \tau_{II}\,n_{II} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (16$$

zu

$$n_I = \frac{{}_1t_f + p}{2\,\tau_I - a_1}; \quad n_{II} = \frac{{}_2t_f + p}{\tau_{II} - a_1} \quad \ldots\ldots (17$$

Setzen wir:

$${}_1t_f = 30 \text{ min}$$
$${}_2t_f = 45 \quad ,,$$

entsprechend 2,5 km bzw. 4,0 km Entfernung der Kippe von den Baggerfeldern bei 12 km/h Fahrgeschwindigkeit und 5 min Pause für Einnahme von Betriebsstoffen usw., ferner:

$$p = 5 \text{ min}$$
$$\alpha = 3 \text{ min}$$
$$\nu = 10 \text{ Mann}$$
$$\xi = 1{,}15$$

sowie $\tau_I = 1{,}5$ min

und $\tau_{II} = 3{,}5$ min,

so folgt aus den Gleichungen (17):

$$n_I = \frac{30 + 5}{2 \cdot 1{,}5 - 1{,}2} = 19{,}45; \quad n_{II} = \frac{45 + 5}{3{,}5 - 1{,}2} = 21{,}7 \text{ Wagen.}$$

Mit diesen Werten sind in Abb. 2 die einzelnen Füll-, Fahr- und Kippzeiten, sowie die Pausen mit den zugehörigen Wegen graphisch aufgetragen. Alles Nähere geht aus der Zeichnung hervor. Man erkennt, daß die Fahrstrecke zwei Ausweichen besitzen oder besser, daß auf der Strecke, auf welcher mehrere Zugkreuzungen stattfinden, doppeltes Gleis liegen muß. Diese Maßnahme empfiehlt sich schon aus dem Grunde, weil, wie bereits oben erwähnt, unser theoretisches Bild in praxi mancherlei Störung erfährt. Ferner sieht man, daß sich die Kippzeiten der von den beiden Baggern kommenden Zuggruppen teilweise überdecken, weshalb die Anlage einer Doppelkippe erforderlich wird. Überhaupt gibt der graphische Fahrplan über alle für den Betrieb wichtigen Einzelheiten Auskunft.

Abb. 2. Graphischer Fahrplan zum Lageplan der Abb. 2a.

Abb. 2a. Lageplan zum graphischen Fahrplan der Abb. 2.

Abb. 3. Lageplan zu den Abbildungen 4 u. 5.

Nachstehendes weiteres Beispiel ist meiner Praxis entnommen.

Von einem Eimerketten-Trockenbagger mit einer wirklichen Stundenleistung von rund 260 m^3 im Sandboden wurden die Kippen „1" bis „4" (siehe Abb. 3) versorgt. Nach jeder Kippe fuhr nur ein Zug, weil es sich um niedrige, wenig aufnahmefähige Kippen handelte, welche viel Gleisrück- und Planierungsarbeiten erforderten. Um die hohe Baggerleistung auszunutzen, waren daher vier Kippen eingerichtet, was nach Lage der örtlichen Umstände möglich war.

Die Fahrzeiten betrugen entsprechend den auf den Fahrstrecken vorliegenden Verhältnissen einschl. Berücksichtigung der Rangierwege:

$$t_1 = 9{,}0;\ t_2 = 11{,}0;\ t_3 = 16{,}0,\ t_4 = 17{,}0 \text{ min.}$$

VI. Allgemeines unter anderen Betriebsverhältnissen.

Vorstehende Ausführungen lassen sich sinngemäß auch für andere Betriebsarten anwenden, wenn z. B. mit Selbstentladern gearbeitet wird, wodurch sich die Anzahl der Arbeiter auf der Kippe wesentlich verringert, oder wenn zwei Bagger ein und dieselbe sehr aufnahmefähige Kippe versorgen usw. Ein wesentlicher Punkt wird aber bei allen Betriebsarten stets die Kippzeit bleiben, die ihrerseits wieder, abgesehen von der allgemeinen Beschaffenheit der Kippe, in erster Linie mit von der Anzahl der Arbeiter abhängt. Man könnte obige Betrachtungen dadurch vereinfachen, daß die Kippmannschaft auf der Kippe von vornherein konstant angenommen wird, und mancher Praktiker wird vielleicht die Rechnung mit dem Koeffizienten $\frac{\xi^\nu}{\nu}$ bzw. $\frac{\xi^\nu}{\nu - a}$ als überflüssig empfinden. Hierbei darf jedoch nicht außer acht gelassen werden, daß die Kippzeit in bestimmten Grenzen unbedingt auch eine Funktion der Kippmannschaft ist, was durch die Einführung der Werte α, ξ und ν zum Ausdruck kommt. Selbstverständlich muß die absolute Größe des Wertes ν mit der Praxis übereinstimmen, also etwa in der Nähe von 10 liegen bzw. ein Vielfaches von dieser Zahl betragen, wodurch zum Ausdruck kommt, daß in diesem Falle die gesamte Kippmannschaft in Einzelkolonnen aufgeteilt wird, von denen jede Kolonne jeweils einen Wagen kippt.

Auch für den Naßbaggerbetrieb lassen sich vorstehende Rechnungen verwerten.

Wird das Naßbaggergut einfach verklappt, so sind die Ansatzgleichungen für die Anzahl der Schuten usw. genau die gleichen wie im Trockenbaggerbetrieb.

Wird das Baggergut in Schuten zum Elevator geschleppt, an Land eleviert und dort auf Kippen verfahren, so muß ebenfalls eine mathematische Berechnung über den Zusammenhang der zu den einzelnen Handlungen erforderlichen Zeiten t aufgestellt werden, wenn sich der ganze Betrieb ohne Unterbrechung abwickeln soll.

Abb. 4. Trockenbaggerung im Maas-Waal Kanal bei Nijmwegen (Holland) (1000000 m^3). Lichtbild vom Standpunkt I der Abb. 3 aus aufgenommen. Ausführung: N. V. Holland'sche Bouwindustrie, Nijmwegen.

Die Kippmannschaften zählten $\nu_1 = 9$; $\nu_2 = 9$; $\nu_3 = 12$ und $\nu_4 = 12$ Mann. Dementsprechend waren die Werte $a = \alpha \cdot \frac{\xi^\nu}{\nu - 6}$ für $\xi = 1{,}15$ und $\alpha = 1$; $a_1 = a_2 = 1{,}17$; $a_3 = a_4 = 0{,}89$ min. Die Pause beim Umsetzen der Züge am Bagger war $p = 3$ min.

Aus den Gleichungen (11) folgte für die Anzahl der Wagen der 4 Züge in runden Zahlen:

$$n_1 = 13;\ n_2 = 12;\ n_3 = 11;\ n_4 = 10 \text{ Wagen.}$$

Die Abbildung 4 ist vom Standpunkt I (siehe Abbildung 3) aus aufgenommen. Zug „4" befindet sich von Kippe „4" kommend auf der Rückfahrt zum Bagger, Zug „2" verläßt soeben den Bagger, um zur Kippe „2" zu fahren, Zug „3" wird am Bagger gefüllt und Zug „1", welcher auf dem Bilde nicht zu sehen ist, befindet sich auf der Kippe „1". Der links neben Zug „4" auf dem Bilde sichtbare Leerzug hat mit dem Baggerbetrieb nichts zu tun.

Abbildung 5, welche indessen zeitlich nicht mit Abbildung 4 zusammenhängt, zeigt die Schleusenbaugrube mit den Kippen „1" und „2" rechts und links der Schleuse.

Bezeichnet man in diesem Fall mit

τ_s die Füllzeit einer Schute am Schwimmbagger, welche bei kontinuierlichem Betrieb gleich der für das Elevieren der Schute erforderlichen Zeit sein muß,

$_s t_f$ die für das Hin- und Zurückschleppen der Schute benötigte Zeit und mit

$_s n$ die Anzahl der Schuten, so folgt letztere aus der Gleichung:

$$_s t_f + \tau_s = \tau_s (_s n - 1) \quad \ldots\ldots (18$$

zu

$$_s n = \frac{_s t_f}{\tau_s} + 2 \quad \ldots\ldots\ldots (19$$

Zahlenbeispiel:

$_s t_f = 2 (30 + 5) = 70$ min,

$\tau_s = 40$ min entsprechend einem Schuteninhalt von 80 m³ und einer Baggerleistung von 120 m³/h = 2 m³/min,

$_s n = \frac{40}{70} + 2 = 3{,}75 = 4$ Schuten.

Bezeichnet man nun ferner mit:

$_w t_f$ die Fahrzeit eines Zuges vom Trichter des Elevators bis zur Kippe einschl. der Rückfahrtzeit,

$_w t_k$ die Kippzeit dieses Zuges auf der Kippe,

p die Pause, welche beim Umsetzen des Zuges am Schütttrichter des Elevators entsteht,

N die Anzahl der Züge,

$_w n$ die Anzahl der Wagen eines Zuges und mit

μ das Verhältnis des Inhalts eines Kastenkippers zu dem einer Schute, so folgt die Anzahl der Züge aus der Gleichung:

$$N = \frac{_w t_f + {_w t_k} + p}{_w n\, \mu \frac{_s t_f}{_s n - 2}} + 1 \quad \ldots\ldots (20$$

wobei τ_s aus Gleichung (18) mit $\tau_s = \frac{_s t_f}{_s n - 2}$ eingesetzt ist, bzw. wenn N als bekannt angesehen wird:

$$_w n = \frac{_w t_f + {_n t_k} + p}{\frac{_s t_f\, \mu}{_s n - 2} (N - 1)} \quad \ldots\ldots\ldots (20a$$

Zahlenbeispiel:

$_w t_f = 30$ min,

$_w t_k = 20$ min,

$p = 5$ min,

$_w n = 20$ Wagen,

$\mu = \frac{3{,}5}{80} = 0{,}044$

Abb. 5. Trockenbaggerung im Maas-Waal-Kanal bei Nimwegen, Holland, (1 000 000 m³). Kippe 1 rechts der Schleuse (siehe Lageplan Abb. 3). Ausführung N. V. Holland'sche Bouwindustrie Nijmwegen.

$$N = \frac{30 + 20 + 5}{20 \cdot 0{,}044 \cdot \frac{70}{4 - 2}} + 1 = 2{,}785,$$

d. h. 3 Züge

bzw.

$$_w n = \frac{30 + 20 + 5}{\frac{70}{4 - 2} \cdot 0{,}044 (3 - 1)} = 17{,}85,$$

d. h. 18 Wagen.

In ähnlicher Weise lassen sich alle übrigen Probleme entwickeln.

Ich würde es begrüßen, wenn diese Zeilen die Anregung zu einer weiteren Bearbeitung dieser Dinge, über die meines Wissens in der Literatur bislang sehr wenig gesagt ist, geben würden[3]).

Herrn Dipl.-Ing. O. Goedeke, Düsseldorf, welcher mich bei dem mathematischen Teil dieser Arbeit unterstützt hat, spreche ich an dieser Stelle meinen Dank aus.

[3]) Mir sind folgende neuere Literaturerscheinungen bekannt: Contag: Über die Bodengewinnung bei größeren Erdarbeiten usw., Berlin 1909. — Rathjens: Verwendungsfähigkeit der heute gebräuchlichsten Trockenbagger usw., Berlin 1916. — Garbotz: Massengewinnung und -förderung bei Erdbewegungen, „Der Bauingenieur" 1924. — Eckert: Über Kostenberechnung im Tiefbau, Berlin 1925.

FRAGEN DES HOLZBRÜCKENBAUES UND DER UNTERSUCHUNG VON EISENBRÜCKEN FÜR EISENBAHNEN IN RUSSLAND.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Saller, Regensburg.

Das Bureau für Brückenuntersuchungen und die Brückenunterabteilung des russischen Volkskommissariats für Verkehrswesen haben 3 Sammelhefte herausgegeben: 1. „Fragen des Holzbrückenbaues" (188 S.) mit Atlas von 14 Tafeln, 2. Tabellen für Berechnung von Eisen-, Eisenbeton-, Beton- und Steinbrücken für das Belastungsschema 1921 und 3. „Fragen der Untersuchung von Eisenbrücken" (221 S.) mit Atlas von 62 Tafeln. Die Tabellen haben selbstverständlich außerhalb Rußlands keine Bedeutung, dagegen verlohnt es sich, die beiden anderen Veröffentlichungen, die Ergebnisse offenbar sehr fleißiger Arbeit, zu besprechen. Sie lassen in ihrer fast ärmlichen Form auf schlechtem Papier und mit mangelhaften Reproduktionen bei ihrem Inhalt und Umfang so etwas ahnen, unter welchen Schwierigkeiten heutzutage die Reste der in Rußland erhalten gebliebenen Intelligenz weiterarbeiten.

Das Sammelheft „Fragen des Holzbrückenbaues" mag bei uns für Notbrücken u. ä. immerhin einigem Interesse begegnen, wenn wir auch bei unseren andersgelagerten Verhältnissen längst Holzbrücken als Dauereinrichtungen aus unseren Bahnstrecken ausgemerzt haben. Es ist ihm das Belastungsschema vom 5. IV. 1922 für Holzbrücken vorangestellt (s. Abb.). Einer Lokomotive vom Dekapodsystem folgt eine genügende Anzahl amerikanischer Halbwaggons. Es wird unterschieden zwischen Holz mittlerer und besserer Beschaffenheit. Mittlere Beschaffenheit wird bei einem Feuchtigkeitsgehalt von nicht über 20 v. H. angenommen, wo bei der Be-

stimmung des Eigengewichtes ein spezifisches Gewicht für Kiefer von 0,75 und für Eiche von 0,90 angenommen wird. Bessere Beschaffenheit wird dann angenommen, wenn 1. der Feuchtigkeitsgehalt nicht über 15 vH hinausgeht, wobei als

spezifische Gewichte 0,6 bzw. 0,78 gelten, 2. die Bruchlast für Biegung nicht unter 550 kg/cm² für Kiefer und 650 kg/cm² für Eiche ist, und 3. die Zugbeanspruchung beim Bruch für Kiefer nicht unter 800 und für Eiche 960 kg/cm² beträgt. Die Feststellung der Bruchlast erfolgt, wo keine mechanische Prüfungsanstalt vorhanden ist, durch den Übernahmebeamten derart, daß mindestens zwei Stäbe 4 × 4 × 110 cm auf zwei Stützen in 100 cm Abstand frei aufgelegt und in der Mitte belastet werden. Wo eine Prüfungsanstalt fehlt, genügt für die Feststellung der Holzeigenschaften die Probe 1 und 2. Andere Holzsorten werden nur unter der Bedingung einer vorläufigen Untersuchung in der Prüfungsanstalt zugelassen. Die zulässigen Beanspruchungen ergeben sich aus folgender Tabelle, die für Kiefer als den gewöhnlichen Baustoff mittlere Beschaffenheit, für Eiche dagegen bessere vorsieht.

	Kiefer mittlerer Beschaffenheit			Eiche besserer Beschaffenheit		
	Vorüberg. Beanspruchung	Sicherheitsziffer	Zulässige Spannung	Vorüberg. Beanspruchung	Sicherheitsziffer	Zulässige Spannung
Unmittelbare Zugspannung längs der Faser	700	1/6	110	960	1/6	160
Unmittelbare Druckspannung längs der Faser	350	1/5	70	500	1/5	100
Zug und Druck bei Biegung	400	1/5	80	620	1/5	125
Spaltfestigkeit längs der Faser	50	1/5	10	80	1/5	15
Spaltfestigkeit bei Biegung	—	—	20	—	—	30
Quetschfestigkeit unter den Zulagescheiben der Zugbolzen	—	—	30	—	—	50
Dsgl. quer zur Faser	—	—	20	—	—	50
Scherfestigkeit quer zur Faser	100	1/3	30	200	1/3	65

Für besseres Material werden um 20 vH höhere Beanspruchungen als für mittleres zugelassen. Bei Anwendung frischgeschlagenen Holzes und bei Bauarbeiten unter Wasser werden die zulässigen Beanspruchungen gegenüber denen für mittlere Holzbeschaffenheit um 20 vH herabgesetzt. Bei Berechnung der Sicherheit für gleichzeitige Wirkung einer lotrechten Last und des Windes können die zulässigen Beanspruchungen um 15 vH erhöht werden. Für vorübergehende Bauwerke, wie Montagegerüste u. ä. bei einer Benutzungsdauer derselben von nicht über drei Jahren, können die zulässigen Beanspruchungen um 20 vH erhöht werden. Für Eisenteile in Holzbrücken sind besondere zulässige Beanspruchungen angesetzt.

Es folgen Bestimmungen über die Beaufsichtigung und Unterhaltung der Holzbrücken der Trägerformen Gay, Town und Lembke. Die Brücken mit Gayträgern müssen womöglich täglich, jedenfalls einmal innerhalb drei Tagen durch den Bahnmeister, monatlich einmal durch den Streckeningenieur besichtigt werden. Außerdem erfolgt einmal innerhalb zwei Monaten eine Durchsicht und allgemeine Prüfung durch den Streckeningenieur. Wie diese Besichtigungen und Prüfungen durchzuführen sind, wird im einzelnen genau ausgeführt. Die Geschwindigkeit darf auf Gayträgerbrücken 20 Werst/St. nicht überschreiten. Bremsen auf den Brücken ist verboten. Zum Teil noch strenger sind die Vorschriften für Town- und Lembketräger. Man sieht also, daß es in Rußland nicht zu den Annehmlichkeiten eines Bahnmeisters wie auch des Streckeningenieurs gehört, Holzbrücken in seinem Bezirk zu haben. Die zulässige elastische Durchbiegung in Trägermitte für Holzträger unter dem Lastenschema berechnet sich nach der Formel $f = \frac{5}{24} \frac{\sigma}{E} \frac{l^2}{h}$ m, die für f in cm bei $\sigma = 80$ kg/cm² und $E = 110000$ kg/cm² zu $f = \frac{1}{65} \frac{l^2}{h}$ m, wird, wobei l die Spannweite, h die Konstruktionshöhe in Metern und m ein Festwert, der für Gayträger 1,1, für Lembke 1,2 und für Town 1,3 ist. Die hölzernen Brücken werden mit einer Überhöhung von $^1/_{300}$ bis $^1/_{350}$ ihrer Spannweite gebaut. Die bleibende Durchbiegung bei Wegnahme der Gerüste soll diese Überhöhung nicht überschreiten.

Das Sammelheft umfaßt nach dieser Einleitung eine Reihe von neun Aufsätzen, die wohl als Material zu betrachten sind, aus dem heraus das Volkskommissariat die vorangegebenen Verordnungen getroffen hat, darunter drei von Professor Strelezki, der uns von den Vorträgen der Seddiner Tagung bekanntgeworden ist, weiter Aufsätze über Vorschläge zu Holzbrücken großer Spannweiten, die insbesondere aus dem für Rußland heute überaus zwingenden Wunsche hervorgegangen zu sein scheinen, an Eisenteilen bis zum äußersten zu sparen. Wir werden hierauf nicht näher eingehen, dagegen einige dynamische Untersuchungen an einer in etwas schlechtem Zustand befindlichen, aus 2 Gayträgern von je 42,66 m Spannweite mit Fahrbahn unten und 7 Townträgern von je 21,33 m Spannweite mit Fahrbahn oben bestehenden Wolchowbrücke erwähnen, die bei verschiedenen Zuggeschwindigkeiten zwischen 7,9 und 26,3 km/st mit Spannungs- und Biegungsmessern — welcher Form ist nicht gesagt — ausgeführt wurden. Es wurden hierbei an Townträgern Stoßziffern bis zu 2,1 und selbst 2,84, bei Gayträgern bis zu 2,34, in den äußeren Zugstangen sogar bis zu 11,3, womit also ganz gefährliche Überbeanspruchungen eingetreten sein müßten, festgestellt. Es werden hier wohl falsche Angaben von Instrumenten, die sich für dynamische Messungen nicht eignen, sog. „Schleuderwerte“ vorliegen. Bei Geschwindigkeiten zwischen 7,4 und 18,5 Werst/St wurde eine merkliche Abhängigkeit der Beanspruchung von der Geschwindigkeit nicht beobachtet.

Die Versuche zeigen, daß die dynamischen Wirkungen an solchen heruntergekommenen Brücken sehr wesentlich und von den ruhenden Spannungen oft von Grund aus verschieden sind. Obgleich infolge der Nachgiebigkeit des Holzes die Erschütterungen beim Vorübergang der Last sehr gedämpft und unwesentlich sind, sind die auftretenden dynamischen Spannungen doch häufig sehr bedeutend und ernst zu nehmen. Offenbar verhalten sich Holzbauwerke gegenüber dynamischen Wirkungen wie Gelenkkonstruktionen, und es arbeiten die einzelnen Teile gegenüber dynamischen Belastungen weniger gemeinschaftlich zusammen, als dies bei ruhenden Beanspruchungen der Fall ist.

Sammelheft Nr. 3, „Die Fragen der Untersuchung eiserner Brücken“, enthält als Hauptartikel einen Aufsatz von Prof. Strelezki über „Die Arbeit eiserner Brücken unter vorübergehender Belastung“. Es ist hier das Überarbeitungsergebnis der Forschungen der Untersuchungsstationen, insbesondere der Moskauer, in den Jahren 1919 bis Mitte 1922 niedergelegt. Auf Grund der Zeitverhältnisse gelang es nicht, alle nötigen Beilagen beizubringen. Auch mußte die Arbeit sehr kurz gehalten werden, so daß sie sich mehr auf eine Darlegung der Ergebnisse beschränkt, als auf Beweise sich einläßt. Da die Brückenuntersuchungen

etwas Neues sind, sind diese Ergebnisse als etwas primitiv zu bezeichnen. Eine weitere Arbeit der Stationen soll die Ergebnisse einer weiteren Überprüfung unterwerfen.

Strelezki macht einleitend auf die Notwendigkeit, massenweise Versuche anzustellen, und auf die beiden möglichen Wege, an die Arbeit heranzutreten, aufmerksam, nämlich entweder eine große Anzahl von Versuchen an ein oder zwei Objekten zu machen oder die Beobachtungen mit beschränktem Zeitaufwand für jedes einzelne auf eine große Anzahl von Objekten auszudehnen. Da sich der letztere Weg eher mit den praktischen Zielen der Brückenuntersuchungsstationen vereinigen läßt, wurde ihm der Vorzug gegeben. Der Verfasser geht von der klaren Anschauung aus, daß nur die Ergebnisse dynamischer Untersuchungen eine vollständige und begründete Antwort auf die Frage nach der Arbeitsleistung der Brücke und ihrem Zustande geben können. Die statische Untersuchung spielt hierbei lediglich die Rolle eines äußersten Sonderfalles, nämlich für die Geschwindigkeit der Verkehrslast $v = 0$. Allein die dynamischen Versuche sind sehr kostspielig und die hierfür nötigen Beobachtungswerkzeuge nicht nur sehr teuer, sondern auch mit Fehlern behaftet, von denen die von der Trägheit der Masse herrührenden nicht beseitigt werden können, sofern man nicht optische Meßgeräte anwendet. Das Brückenbaubureau hat Pläne für solche mit Lichtstrahlen arbeitende Meßwerkzeuge entworfen, und im Ausland besteht auch schon ein solches fertiges Instrument (Fereday-Palmer), aber man hat sich in Rußland ein solches bisher noch nicht leisten können. Daraus ergibt sich, wie bei fast allen unseren bisherigen dynamischen Beobachtungen, auch hier wieder die betrübliche Erscheinung, daß alle mit Bienenfleiß zusammengetragenen Beobachtungen an dem Grundübel kranken, daß die verwendeten Meßwerkzeuge nicht einwandfrei sind.

Durch die ruhenden und dynamischen Einwirkungen der Belastung ändert sich der Zustand der Brücke und dieser hinwiederum beeinflußt die dynamischen Einwirkungen. Diese Änderungen drücken sich in den Längenprofilen der Brücken aus. Diese besitzen daher besondere Bedeutung, und die Arbeiten der Stationen beschäftigen sich sehr eingehend mit ihnen. Vor allem wird hier auf die Erscheinung aufmerksam gemacht, daß die Überhöhung der Fahrbahn häufig zu groß sei und zu schnell vom Widerlager an aufsteigt. Die Folge davon ist, daß beim Einlauf des Zuges auf die Brücke ein Schlag eintritt, der auf die Dauer das Längenprofil an dieser Stelle bleibend beeinflußt. Es läßt sich dies an vielen Brücken beoblachten[1]). Diese Stöße und Senkungen verändern auf die Dauer das Längenprofil weiter, und zwar ungleichmäßig auf die Länge der Brücke, und es ist wahrscheinlich, daß diese Senkungen in Brückenmitte langsamer wachsen als an den Enden. Es ergibt sich hieraus für schwächste Brücken ein bezeichnendes Längenprofil in Form von zwei mit einem kleinen Höcker in der Brückenmitte aneinanderschließenden Senkungen. Doch läßt sich nicht mit Sicherheit behaupten, daß die Form der Längenprofile allein die Folge solcher dynamischer Erscheinungen sei. Es können auch Baustoff- und Montagemängel hereinspielen, und hiermit berühren wir wohl eine für Rußland eigentümliche Seite der Sache, die sich nicht ohne weiteres zur Übertragung auf nichtrussische Verhältnisse eignet und es erklärlich macht, daß man außerhalb Rußlands diesen Längenprofilen meines Wissens noch nirgends eine solche Aufmerksamkeit zugewendet hat, nämlich eine gewisse Zurückgebliebenheit technischer Leistungen und Ausführungen und zur Zeit der Untersuchungen der russischen Brückenstationen insbesondere eine in den Zeitverhältnissen begründete Zurückgebliebenheit des Unterhaltungszustandes der Brücken bis zu einem Grade, wie er außerhalb Rußlands ja wohl glücklicherweise eine seltene Ausnahme bilden wird.

[1]) Abgesehen von der Überhöhung (Bombierung) könnte allein schon der Umstand, daß der Brückenträger am Auflager weniger elastisch ist als in der Mitte, zur Erklärung dieser Erscheinung beitragen. Dr. S.

Strelezki unterscheidet sonach seine Brücken nach den Längenprofilen in drei Klassen in solche mit zügigen Profilen, in solche mit großen, aber nicht sehr zahlreichen Senkungen und Höckern, und in solche, wo diese Senkungen kleiner und zahlreicher sind. Zügige Profile findet man meist an neuen Brücken, aber zuweilen auch an sehr schlechten Brücken mit großen Senkungen. Im übrigen begegnet die Ausscheidung der russischen Brücken nach diesen drei Klassen unter Bezug auf besondere russische Brückenbauweisen weniger allgemeinem Interesse.

Sehr eingehende Erörterungen und Beobachtungen sind bei Erforschung der statischen Arbeit der Brücke der Beziehung zwischen den beobachteten und theoretisch mittleren Beanspruchungen (Konstruktionsfaktor) bei den verschiedenen Klassen von Brücken — es werden fünf Gruppen gemacht — gewidmet, wobei auch der Einwirkung der Auflagerrollen gedacht wird, die erfahrungsgemäß sowohl der Temperatur wie der Belastung nicht gleichmäßig, sondern ruckweise nachgehen, was allein schon auf einen bedeutenden Einfluß der Reibung und auf Spreizwirkungen in den Brückengurten hinweist.

Die Steifigkeit der Brücken bietet bekanntlich noch keinerlei Gewähr für die Sicherheit der Brücke. Sie tut dies ebensowenig wie verschiedene andere Kennziffern der Brücken. Aber unter diesen Kennziffern einer Brücke, die immer nur zusammen, nie einzeln ein richtiges Bild geben, ist sie weitaus nicht die letzte. Die russischen Normen schreiben als Grenzbiegung $^1/_{1500}$ der Lichtweite für große Brücken und $^1/_{1250}$ für kleine Brücken (bei $\frac{l}{h} > 10$) vor. Diese Vorschrift ist allzu summarisch und nimmt auf die Art der Belastung keinerlei Rücksicht. Es ist notwendig, die Trägerhöhe herauszusetzen. Nach längeren Ausführungen und auf Grund zahlreicher Beobachtungen der Untersuchungsstationen wird eine Formel für die Durchbiegung $\delta = a\,p\frac{l^3}{h^2}$ entwickelt, wobei δ in cm, p in t auf den lfd. m des Trägers und l und h in Metern gegeben sind. a ist eine Kennziffer = 0,000316 für neue und 0,0002 für alte Brücken. Für Rußland hat gegenwärtig die Auffindung einer einfachen, wenn auch nur empirischen Formel für eine Biegungskennziffer insofern für die laufende Brückenuntersuchung eine besondere Bedeutung, als eine sehr große Anzahl sehr alter, schon über 50 Jahre im Betrieb stehender Brücken besteht, die wegen der Zeitumstände nicht ausgewechselt werden können und der ständigen Überwachung durch die Streckenbeamten unterstehen, denen man in einem Biegungsmaß ein einfaches, aber geeignetes Beurteilungsmittel an die Hand geben muß.

Ganz besonderes Interesse beansprucht dann der letzte, den dynamischen Wirkungen gewidmete Teil der Ausführungen Strelezkis. Zweifellos ist auf diesem Gebiete in Rußland mit zähem Fleiß sehr viel gearbeitet worden, und es ist nur zu bedauern, daß es auch hier an der Grundlage, einem für dynamische Messungen geeigneten Werkzeuge fehlte, so daß wir leider auch diese wissenschaftlichen Forschungen mit einem großen Fragezeichen bedenken müssen. Strelezki weist auf die Unzulänglichkeit seiner Meßwerkzeuge selbst wiederholt hin, und daß er sie immerhin mehr in Schutz nimmt, als in den Umständen begründet ist, mag wohl davon herrühren, daß zur Zeit der Untersuchungen neue Wege zur Aufzeichnung dynamischer Erscheinungen, wie sie anscheinend mit Erfolg durch Dr. Geiger betreten wurden, noch nicht bekannt waren.

Die Verhältnisse an russischen Brücken sind für dynamische Beobachtungen viel weniger geeignet als außerhalb Rußlands. Es liegt das an der durch bauliche Umstände bedingten geringen Geschwindigkeit der russischen Züge und an den Besonderheiten der stark dämpfend wirkenden russischen Brückenbauweisen. Diese älteren Bauweisen waren zwar wirtschaftlich unvorteilhaft, aber dynamisch dafür vorteilhafter[2]). Die Ergebnisse der Beobachtungen müssen, wie Strelezki mit aller

[2]) Diese Beobachtung, die auf die Bedeutung der Masse gegenüber dynamischen Wirkungen hinweist, ist von Interesse. Dr. S.

wünschenswerten Offenheit bekennt, noch als primitiver angesehen werden als die statischen Untersuchungen. Die russischen Lokomotiven sind, wie die europäischen überhaupt, dynamisch vorteilhafter gebaut als die amerikanischen, die den Oberbau stark hernehmen. Es hat sich letzteres während des Weltkrieges herausgestellt, als amerikanische Maschinen auf französischem Oberbau verkehrten. Die dynamischen Wirkungen sind einerseits auf die Fahrzeuge selbst, anderseits auf die Fahrbahn zurückzuführen. Sie können taktmäßig und nicht taktmäßig sein. Eingehend erörtert Strelezki die Beziehungen der an den Brücken abgelesenen Schaulinien zu den Lasten und deren Stellungen, zu den Zugslängen und zur Geschwindigkeit der Verkehrslasten. Die Schaulinien der Durchbiegungen, der Auflagerverschiebungen und der Gurtspannungen geben gleichartige Bilder. Das deutet auf die enge Beziehung zwischen diesen drei Kraftwirkungen hin und bietet bei der vergleichsweisen Auslegung der Unregelmäßigkeiten der Schaulinie großes praktisches Interesse. Diese Gleichartigkeit bildet auch die wesentliche Voraussetzung, die es erlaubt, die verwickeltere Bestimmung der Gurtspannungen durch die einfachere Biegungsmessung zu ersetzen. Die Wirkung der Gegengewichte läßt sich namentlich bei Lokomotiven mit vielen gekuppelten Achsen verfolgen. In einem Falle ließ sich besonders schön die sogenannte „kritische Geschwindigkeit" feststellen. Die Schwankungen der Wagenkasten auf ihren Federn sind zu langsam, als daß sie auf die Brückenschwingungen Einfluß ausüben könnten, außerdem ist hier Interferenz höchst wahrscheinlich. Auch das Auftreten von Resonanzerscheinungen infolge unrunder Bremsräder erweist sich als höchst unwahrscheinlich.

Im allgemeinen zeigt sich der schlechte Zustand des Gleises und das Ausgefahrensein der Träger als Hauptursache der außerordentlichen Spannungssteigerungen. In manchen Fällen können diese Anschwellungen außerordentliche Größe annehmen. Z. B. an der Brücke über die Slawianka an der Nikolaibahn traten dynamische Spannungen auf, die mehr als dreimal so groß waren als die ruhenden. Schüttelschwingungen waren dagegen nicht zu beobachten. Eine Ausbesserung des Gleises allein brachte hier die Spannungen um 30 vH herunter. Im allgemeinen gehen die russischen Beobachtungen dahin, daß die dynamische Kräftewirkung mit der Geschwindigkeit wächst und also im allgemeinen größer ist als die ruhende. Bisweilen, aber selten, kommt auch das Gegenteil vor. Die Ungleichheit statischer und dynamischer Kraftwirkungen bei Nichtauftreten von Stößen kann auch durch den Zeitbedarf erklärt werden, den die Kraftwirkung braucht, um vom Orte ihres Auftretens zum Orte der Beobachtung zu gelangen. Die Wege können ganz verschieden sein, und es können am Beobachtungsorte Überlagerungen oder gegenseitige Aufhebungen vorkommen. Ein Nacheilen der tatsächlichen Kraftwirkungen gegenüber den theoretischen mit der Zeit wurde wiederholt beobachtet. Es ist dies offenbar eine Folge des Zeitbedarfes, der zur Übertragung der Kraftwirkung im Inneren des Trägers nötig ist. Während dieser Zeit kann die Last ihren Ort etwas ändern.

Jedenfalls erweist sich die dynamische Kennziffer in den russischen Beobachtungen als etwas sehr wenig Gesetzmäßiges. Man kann wohl von einem Anwachsen mit der Geschwindigkeit sprechen, aber wiederholt kommt auch das Gegenteil vor. Theoretisch möchte Strelezki sogar erwarten, daß die dynamische Kennziffer mit der Erhöhung der Geschwindigkeit abnähme, und tatsächlich ist dies wiederholt auch in Rußland, und zwar an Brücken der Nordwestbahnen 1908, wie auch in England, beobachtet worden.

Der „Stoßbeiwert", den Strelezki von der „dynamischen Kennziffer" unterscheidet, ist abhängig von Geschwindigkeit und Spannweite. Er spielt nur bei großen Geschwindigkeiten im Falle der Resonanz eine Rolle. Solche große Geschwindigkeiten wurden aber bei den russischen Untersuchungen nicht erreicht. Bei großen Geschwindigkeiten kann der Stoßbeiwert besonders an abgenutzten Brücken sehr bedenklich werden.

Die Seitenschwankungen der Brücken hängen von der Spannweite und Breite der Brücke ab. Auf engsten Brücken, wie denen über die Scheksna und Suda der Nordbahnen $\left(\frac{b}{l} = \frac{1}{20}\right)$, erreichen sie bei 20 bis 30 Werst/St. Geschwindigkeit ungefähr $^1/_{12000}$ l. Gewöhnlich ist $^1/_{15000}$ anzunehmen.

Strelezki schließt mit den Worten: An die Stelle der Statik muß im Bauwesen eine neue wissenschaftliche Dynamik treten, eine Wissenschaft, die in ihren praktischen Anwendungen wesentlich auf Erfahrung beruht. Wir wollen hoffen, daß diese Wissenschaft, auf unmittelbarer Beobachtung des Arbeitens der Bauwerke gegründet, unter Herausbildung geeigneter Beobachtungsverfahren zur Erkenntnis dieser Arbeit der Brücken leitet, und wir wollen wünschen, daß sie, unmittelbar auf Vergleichen der Ergebnisse von Berechnung und Versuch aufgebaut, nicht in scholastischen Formen trockener Rechnungen erstarrt und immer die Brücke in der Natur, nicht aber ein Brückenschema vor Augen habe, wie einem solchen leider unsere Statik allzuviel Aufmerksamkeit zuwandte. Dann kann der Erfolg nicht ausbleiben.

Dem Strelezkischen Leitaufsatz schließt sich eine Reihe von anderen Aufsätzen an, so über „Neueste Brückenbeobachtungen außerhalb Rußlands" von Ing. **Beljaew**, der englische Versuche nach „Der Bauingenieur" 1922, Heft 2 u. a., amerikanische an der Hell Gate Bridge über den East River in New York und schweizerische vorführt.

In einem Aufsatz über die „Erforschung der elastischen Durchbiegung von Balkenbrücken" nach dem Material des Brückenuntersuchungsbureaus entwickelt Ing. **Phaerman** eingehend auf Grund zahlreicher Beobachtungen die Durchbiegungsformel, die wir bei Besprechung des Strelezkischen Aufsatzes wiedergegeben haben. Ein Aufsatz von **Paton**, der in seinen Schlußergebnissen ebenfalls schon von Strelezki gestreift wurde, behandelt die Seitenschwankungen der Brücken beim Vorübergang der Züge. Ingenieur Isaak M. **Rabinowitsch**, den wir schon aus einer bedeutsamen Veröffentlichung, besprochen im Organ 1925, Heft 1, kennen, erörtert ein Verfahren der Auswertung von Schaulinien, die bei der Brückenuntersuchung gewonnen werden, indem er aus den Schaulinien auf dem Wege graphischer Differentiation eine empirische Einflußlinie gewinnt.

Professor **Paton** behandelt das schon stark angewachsene Gebiet der Brückenmeßvorrichtungen, indem er 17 Biegungs- und 5 Spannungsmesser bespricht. Es befindet sich darunter eine Reihe von Namen, die in der bekannten Beschreibung von Meßwerkzeugen der schweizerischen Bundesbahnen fehlen, wogegen wieder andere bei uns bekannte Namen, z. B. Okhuizen, vergebens gesucht werden. Ing. **Minkow** behandelt den Lichtbildspannungsmesser von Fereday-Palmer und nach „Der Bauingenieur" 1922, Heft 2 die schweizerische Einzellast. In einer Reihe von kleineren Aufsätzen werden „Geräte und Vorrichtungen für Brückenuntersuchungen", erbaut in der Moskauer Brückenversuchsstation, besprochen, von Ing. Minkow der Howard-Spannungsmesser und ein Minkowscher Biegungsmesser für kleine Biegungen, von Rabinowitsch ein photographischer Spannungsmesser und von Strelezki „Synchrone elektrische Verbindung zwischen den Brückenversuchsgeräten der Station des technischen Ausschusses". Siminski führt eine (für dynamische Messungen nicht geeignete) neue Vorrichtung zum Messen von Spannungen an Brücken vor und gibt schließlich eine vergleichende Untersuchung der Meßwerkzeuge von Manet-Rabut und Rabut-Mantel für Spannungsmessungen an Brücken.

Alles in allem erkennen wir aus diesen umfangreichen Veröffentlichungen, daß in Rußland sehr eifrig, wenn auch anscheinend unter erschwerten Beziehungen zum Ausland und dessen Fortschritten gearbeitet wird.

DIE NEUZEITLICHE BRAUNKOHLENGEWINNUNG.

Von Bergwerksdirektor Landgräber.

Die neuzeitliche Gewinnung von Braunkohle ist mehr und mehr Sache des Bauwesens, insonderheit des Tiefbaues geworden. Sie hat mit der eigentlichen Bergtechnik fast garnichts mehr gemein. Im rheinischen Braunkohlenrevier werden auf diese Weise bereits 99 vH der dort anstehenden Kohlen gewonnen. Auch im mitteldeutschen Bezirk werden die bedeutsamen Lager fast durchweg mittels Tagebaubetrieb ausgebeutet. Hierbei kommen weniger bergbauliche Regeln als vielmehr Einrichtungen des Tiefbaues in Frage. In früherer Zeit, als noch bergmännische Handarbeit die Hauptrolle beim Abbau der Braunkohle spielte, wurde dieser noch bei einem Verhältnis des Abraumes zur Flözmächtigkeit von 1 : 1 als lohnend erachtet. In neuerer Zeit, seitdem die Praktiken des Bauwesens eingeführt sind, wird das Verhältnis von 4 : 1 des Deckgebirges zur Lagermächtigkeit nicht mehr als Hindernis angesehen. An manchen Stellen muß ein Deckgebirge bis zu 50 m und mehr Mächtigkeit abgeräumt werden, ehe man an den Abbau der nutzbaren Lagerstätten im tieferen Untergrunde gehen kann. Wenn derartige Verhältnisse anfänglich ungünstig und senkend auf die Produktivität wirken mußten, so hat man diese Nachteile neuzeitlich durch eine bewundernswerte Vervollkommnung der Fördermittel auszumerzen verstanden. Die Abbauverluste im offenen Tagebaubetriebe betragen nunmehr nur noch etwa 5 bis 10 vH, während sie beim bergmännisch geführten Grubenbau mancherorts bis zu 50 vH erreichen können. Ohne Anwendung rationeller Abbaumethoden unter möglichster Ausschaltung der Handarbeit bei Benutzung leistungsfähiger maschineller Einrichtungen ist eine Wirtschaftlichkeit nicht möglich. Wie gewaltig allein die Massen sind, die fortgeräumt werden müssen, geht daraus hervor, daß manchenorts 30 000 m³ Abraum beseitigt werden müssen. Eine derartige Leistung durch Schaufeln von Menschenhand ist undenkbar.

Zur Lösung von Abraum und Kohle werden gigantische Maschinen, vornehmlich stetige und unstetige Bagger von verschiedener Bauart, herangezogen, die bis zu 21 m über und bis zu 25 m unter der Fahrbahn arbeiten. Zu den ältesten Baggern gehört der Eimerkettenbagger, eingeteilt in Hoch-, Tief- und Kopfbagger. Er hat in Deutschland überragende Bedeutung gefunden, insbesondere zu Abraumarbeiten. Über die Entwicklung der Leistungsfähigkeit dieser Systeme geben folgende Zahlen Aufschluß. Die alten Eimerbagger mit einem Inhalt von 60 l leisteten etwa 30 m³/h. Nach und nach vergrößerte man den Inhalt auf 120 l, dann auf 200, 500 und sogar auf 600 l, entsprechend einer stündlichen Leistungssteigerung von 75, 120, 750 und gar bis auf 900 m³. Die gebräuchlichsten sind die 250-, 300- und 350-Liter-Bagger, und zwar als Seitenschütter, Einfach- und Doppelschütter. Ein schwerer Bagger von 500 Liter kann in 24 Stunden 13 000 m³ bewältigen. Seine Maschinenleistung beträgt etwa 350 PS. Zum Antrieb dient Dampf oder Elektrizität. Ein elektrisch angetriebener Bagger braucht zwei und ein dampfbetriebener drei Mann zur Bedienung. Auf der Grube Marga der Bergbau-A. G. Ilse ist einer der größten Bagger von 500 l Inhalt mit einer Höchstleistung von 960 m³/h in Betrieb genommen. Neuere Sonderbauarten von Baggern sind Schaufelradbagger mit heb- und senkbaren Auslegern und Mehrmotorenantrieb, sowie die außerordentlich beweglichen Kranschaufelbagger oder Kranbagger genannt, ferner die Tankbagger, Schrämbagger und Kratzbagger (für hohe Kohlenstöße bis zu 35 m) und endlich die Autoschaufler.

Die früher üblichen Abraumwagen sind neuzeitlich durch Selbstentlader aus Holz, seltener aus Eisen, verdrängt. Sie erfordern nur ein bis zwei Mann Bedienung gegenüber zwölf des früheren Kastenwagensystems.

Raumbewegliche Abraumförderbrücke.

Die Beseitigung des Abraumes im Umfange von mehreren Millionen Kubikmeter spielt bei der modernen Braunkohlengewinnung eine ebenso wichtige Rolle wie die Kohlenförderung und Kohlentransporte selbst. Sie erfolgt durch elektrische oder Dampflokomotiven, mittels Seilbahn oder ähnlichen Fördermitteln. In letzter Zeit hat man hierfür besondere „Abraumlokomotiven" konstruiert, deren Hauptmerkmale niedrige Bauart und trotzdem große Kesselabmessungen bei stets zweiachsiger Ausführung sind. Sie sind aus Zweckmäßigkeitsgründen der Eigenart dieser Betriebe in jeder Hinsicht angepaßt. Besonders die sog. B-Tenderlokomotiven von 180, 200 und 225 PS eignen sich besonders für Baggerbetrieb. Als ausreichend werden die betreffenden Lokomotiven mit 21,5 Tonnen Dienstgewicht erachtet und bevorzugt.

Auch die elektrischen Zugbeförderungen haben wesentliche Neuerungen erfahren. Man gibt ihnen auf Grund neuerlicher Erfahrungen im Abraumbetriebe und im Zusammenhang mit den Bestrebungen der Zentralisierung und Elektrisierung den Vorzug vor Dampflokomotiven. Die Anschaffungskosten sind zwar höher als die der Dampflokomotiven, dafür sind aber die Betriebskosten niedriger. Wesentliche Betriebsvorteile bieten die Lokomotiven mit 200 bis 500 PS Motorenleistung, die mit Baggern zusammenarbeiten und durch Gleichstrom oder Drehstrom angetrieben werden. In ausgedehnten Tagebaubetrieben, in denen die Zahl der Lokomotiven sehr groß ist, empfiehlt es sich, Gleichstrom zu nehmen. Ist der Baggerbetrieb umfangreicher als der Lokomotivbetrieb, so bevorzugt man Drehstrom mit 3000 Volt Spannung. Bei elektrischem Bagger- und Bahnbetrieb ist der Dampfbetrieb unterlegen und die Jahresleistung bedeutend höher als bei letzterem.

An Stelle der früheren Spurweiten der Gleisanlagen von 600 mm bilden neuzeitlich solche von 900 mm die Regel. Für die eigentliche Kohlengewinnung ist sogar beabsichtigt, die Regelspur von 1345 mm der Reichsbahn einzuführen, um die Staatsbahngüterwagen direkt unter dem Bagger mit Rohkohle

beschicken zu können, damit der Versand der Rohkohle ohne besondere Umladung erfolgen kann. Trotz der bedeutsamen Vorteile hat sich diese Anordnung bisher wegen der hohen Anlagekosten nicht einführen lassen. An Stelle der früheren Gleisrückkolonnen mit zwölf und mehr Mann sind nunmehr Gleisrückmaschinen getreten. Wurde bislang schon durch die Entwicklung leistungsfähiger Bagger eine große Anzahl menschlicher Arbeitskräfte eingespart, so widmete man sich mit immer größerer Sorgfalt der technischen Durchbildung des Systems der Großraumförderung. Diese drängt immer mehr nach Vereinfachung und Verbilligung. An Stelle des bisherigen umfangreichen, umständlichen und zeitraubenden Lokomotiv-Fördersystems mit seinen ausgedehnten Gleisanlagen, Abraumkippen und was alles an maschinellen Einrichtungen auf die Braunkohlengewinnung zugeschnitten ist, setzte man manchenorts die sog. Spülkippe, die den Abraum mittels Wasserstrom in die ausgekohlten Plätze verfrachtete. Neuerdings geht man in der fahrzeuglosen Massenförderung noch weiter und verwendet hierfür die mit Baggergeräten zusammen arbeitenden verschiebbaren Abraumbrücken. Diese mit endlosen Transporteinrichtungen versehenen Brücken verfrachten das hereingewonnene Baggermaterial bis zu zweihundert Meter weit und verstürzen es auf die Ablageplätze. Derartige Brücken sind bereits länger bekannt und patentiert, wurden aber in Deutschland wohl wegen der hohen Anlagekosten nicht eingeführt. Das Neueste auf diesem Gebiete sind die durch Verbesserungen auf die Sonderverhältnisse der deutschen Braunkohlengewinnung zugeschnittenen „raumbeweglichen Abraumförderbrücken". Sie gestatten die Abraummassen auf kürzestem Wege von der Baggerstelle über den Tagebau hinweg zur Abraumhalde zu schaffen. Seit einigen Monaten ist eine derartige 150 m lange Anlage auf einem Braunkohlenwerk bei Liebenwerda in Betrieb und hat sich befriedigend bewährt. Wenn auch auf die Sonderverhältnisse im Braunkohlentagebau Rücksicht genommen werden muß, so dürfen solche gigantischen Bauten jedoch nicht nur für einen einzigen Betrieb verwendbar sein. Man hat sie daher durch gelenkige und ausziehbare Konstruktionen „raumbeweglich" zu machen versucht, so daß sie mit Neigung sowohl nach der Baggerseite wie nach der Abraumseite und ferner senkrecht zur baggerseitigen Fahrbahn arbeiten. Sie können außerdem nach beiden Seiten im Winkel von 20 Grad schräg gestellt werden. Eine derartige Brücke ist imstande arbeitstäglich bis zu 20 000 t zu bewegen. Die Einsparung beträgt bis zu 90 vH der bisher für derartige Manipulationen aufgewendeten Arbeiterkräfte, ferner kommen für den betreffenden Betrieb außer vier Lokomotiven noch etwa 60 Wagen und 3000 m Gleise in Fortfall. Die riesigen Bauwerke amortisieren sich schon nach etwa 1½ Jahren. Neuerdings sind außerdem Bestrebungen im Gange, für die Großraumförderung noch andere einfachere Konstruktionen, wie z. B. die seit Jahren bekannten Kabelkrane, Kabelauslegerkrane oder Kabelbagger einzuführen. Wie bedeutsam für unser Wirtschaftsleben die Braunkohle geworden ist, geht daraus hervor, daß die Produktion seit vierzig Jahren um das Zehnfache gestiegen ist. Im Jahre 1885 betrug sie rd 15 000 000 Tonnen, 1913 bereits 87 000 000 Tonnen, und 1925 dürfte voraussichtlich eine Leistung von 150 000 000 Tonnen zu erreichen sein, wenn sich die Absatzverhältnisse dementsprechend günstig gestalten.

Die Vorräte an Braunkohlen werden im Deutschen Reiche auf etwa 20 Milliarden Tonnen geschätzt.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Bestimmung der Betonmischungen nach der Methode Abrams beim Bau zweier großer Eisenbahnbrücken.

(Nach „Engineering News-Record" 1925, Nr. 5, S. 184.)

Die Betonbereitung beim Bau der „Becks Run Bridge", Pennsylvania, erfolgte mit höchst befriedigendem Ergebnis in genauer Anlehnung an die Ausführungen von Prof. D. A. Abrams in Bulletin 1 und 3 des Lewis Institute Structural Materials Laboratory. (Anmerkung: Bulletin 1 ist in der Schweiz von der S.I.A. Fachgruppe für Beton- und Eisenbetoningenieure ins Deutsche übersetzt worden.) Die Bestimmung des Mischungsverhältnisses geschah auf der Grundlage des „Feinheitsmoduls" und der Anwendung der Slumpproben. Nachdem der Feinheitsmodul und der Slump zur Erreichung der gewünschten Betonkonsistenz festgestellt waren, wurden die geeigneten Mischungsverhältnisse zur Erzielung der geforderten Festigkeiten den Abramsschen Tabellen entnommen. Es war möglich, beinahe genau vorauszusagen, was die Festigkeit des auf diese Weise hergestellten Betons sein wird. Beim Betonieren wurden durch häufige Darrproben und Slumpproben die Wasserzusätze kontrolliert und auch die Mengen der Zuschlagstoffe genau überwacht. Häufige „Farbwertuntersuchungen" am Sand sicherten die Verwendung reinen Sandes. Der Beton wurde immer 2 Minuten lang gemischt.

Beim Bau der zweiten Brücke, der Newark Bay Bridge, vereinfachte der ausgezeichnete gleichförmige Sand und Kies das Verfahren. Die Abramsmethoden wurden nicht in allen Einzelheiten, sondern mehr im allgemeinen beachtet.

Beide Anwendungen aber bestätigen, daß die Abramsmethode in der Praxis brauchbar und leicht anzuwenden ist und sichere Ergebnisse liefert. Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Technische Neuheiten.

Mischmaschine der Maschinenfabrik Gustav Eirich G. m. b. H. in Hardheim.

A) Stationäre Ausführung.

Dieselben werden gewöhnlich auf zwei Beton- oder Mauerpfeiler montiert. Bei Maschinen mit Rohmaterialaufzug wird eine entsprechende Vertiefung am Fußboden geschaffen, um den Materialkasten hineinsenken und bequem füllen zu können. Der freie Raum zwischen Fußboden und Unterkante der Maschine, ebenso die Durchgangsweite zwischen den zwei Pfeilern sind durch Erfahrungswerte festgelegt, können aber auf Wunsch auch vergrößert werden, wenn die verlangten Maße rechtzeitig angegeben werden.

Wo günstige örtliche Verhältnisse bequemes Beschicken der Mischmaschine von erhöht liegendem Rohmateriallager aus gestatten, wähle man dieselbe mit einfachem Einlauf (Einschüttgosse), oder mit Materialvorratskasten. Bei letzterer Vorrichtung wird die richtige Menge für die betreffende Maschine abgemessen, also bereit gehalten und nach Öffnung eines Handschiebers in den Mischteller abfließen lassen.

An Stellen, an denen aber das Rohmaterial gehoben werden muß, verwendet man heute allgemein direkt angebaute Rohmaterialaufzüge (Abb. 1). Der hierfür konstruierte Aufzug ist so bemessen, daß der Materialkasten eben voll das richtige Quantum für eine Füllung der betreffenden Maschine enthält. Ein kurzer Ruck am Handhebel des Rahmens bewirkt sofortiges Hochziehen des Kastens. Oben angelangt, rückt dieser das Windwerk selbsttätig aus und gibt seinen Inhalt sofort ohne weiteres Zutun durch eine Klapptür in geschlossenem Strahl in die Maschine. Der Materialkasten entleert sich also selbsttätig an seiner Unterkante, indem ihm das Rohmaterial fließend entströmt. Leichtes Anheben des langen Bremshebels läßt den leeren Kasten beliebig schnell in seine Tiefstellung zurückgleiten.

Die Entleerung (Ausstoßen der fertigen Mischung) erfolgt durch Öffnen des in der Tellermitte befindlichen Schieber- oder Moment-Klappen-Verschlusses. Die fertige Mischung kann ganz oder auch teilweise entnommen werden.

Die Mischmaschine „Eirich" läuft beim Gebrauch ununterbrochen mit gleichbleibender Drehrichtung und Tourenzahl, benötigt also keinerlei Umsteuerung auf Vor- oder Rückwärtsgang. Infolge ihrer intensiven Wirkungsweise können bei den meisten Materialien die einzelnen Füllungen so rasch aufeinander folgen, als dies die An- und Abfuhr der Rohstoffe zulassen.

Das Wasser zum Anfeuchten der Mischung leitet man der Maschine in geeigneter Weise durch den Trichter zu. Dieser verteilt es regenartig und gleichmäßig auf die ganze Füllung. Zweckmäßig setzt man den Absperrhahn in die Nähe der Bedienungshebel und läßt das Zulaufrohr ca. 10 cm über dem Trichter endigen, damit man das Wasser fließen sieht.

Diese Mischmaschinen „Eirich" arbeiten periodisch (füllungsweise). Die abgemessene Rohmaterialmenge wird der Maschine zugeführt, gemischt und dann ausgestoßen.

Der Weg der Mischwerkzeuge und die Arbeitsleistung sind aus den nachstehenden drei Abbildungen und der folgenden Beschreibung zu erkennen.

Abb. 2 gibt eine schematische Darstellung der Mischwerkzeuge, die mit einem Abstand von einigen Millimetern über die stillstehende Tellerfläche streichen.

Die Schaufeln 1, 2 und 3, sowie die exzentrisch an dem gleichen Zahnrad gelagerte Achse W bewegen sich im Kreise um den Mittelpunkt M der Tellerfläche. Die Achse W, an der die Schaufeln 4, 5

und ein Koller gelagert sind, dreht sich in demselben Sinne, jedoch mit etwas größerer Geschwindigkeit als die Hauptachse M. Infolge der exzentrischen Lagerung der Achse W und ihrer hierdurch bedingten Fortwanderung auf der Kreislinie E um die Tellermitte M

Abb. 1. Stationäre Betonmischmaschine „Eirich".

Abb. 5. Fahrbare Betonmischmaschine mit Bauwinde.

beschreiben die Schaufeln 4 und 5 sowie der Koller — und zwar jedes dieser drei Werkzeuge für sich selbst — Schleifen von der Form nach Abb. 3, von welcher eine jede, vermöge der Fortwanderung auf einen anderen Flächenteil des Tellers zu liegen kommt.

Es entstehen somit bei einer Wanderung der Achse W um die Tellermitte viele solcher Schleifenbahnen, die sich naturgemäß an verschiedenen Stellen der Tellerfläche unter stets wechselnden Winkeln, wie aus Abb. 4 ersichtlich, treffen und überschneiden.

Die Abb. 3 zeigt, wie sich die Schleifenbahnen dem Umfang des kreisförmigen Mischtellers in schlanken Kurven anpassen. Sie biegen gegen die Mitte hin rasch um, gehen von dort aus ebenso zurück, um wieder in die schlanke Kurve in der Nähe des Tellerrandes überzugehen. Wenn auch das Mischgut in durchaus gleichdicker Schicht den Boden der Maschine bedeckt, so liegt selbstredend die weitaus größte Menge desselben am Kreisumfang. Hier ist also die Hauptarbeit zu verrichten. Bei dem gewählten Weg der Werkzeuge liegt in schlanken Kurven ihre Höchstleistung.

Jeder Fachmann wird sich an Hand der vorstehenden Erläuterungen rasch überzeugen, daß durch so bewegte Werkzeuge planmäßig eine ebenso gründliche wie vollkommene Mischwirkung mit größter Schnelligkeit und geringstem Kraftaufwand erzielt wird. Die „Universal-Mischer" mischen das feinste wie das grobstückigste Material mit gleicher Verwendung ohne jede Bruchgefahr. Die elastischen Schaufeln geben bei Überlastung selbsttätig nach, können nichts einklemmen und übergehen etwaige Hindernisse fast unbemerkbar.

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Ob trocken, feucht oder naß gemischt wird, ist gleichgültig. Soll nicht geknetet werden, so rückt man den Koller durch Hochstellen aus.

Der Apparat wird von der genannten Fabrik sowohl als fahrbare wie auch als stationäre Maschine, ferner als Trockenmischmaschine in verschiedenen Größen gebaut.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Öffentliches oder beschränktes Wettbewerbsverfahren?

Von Direktor C. Meisenhelder, Frankfurt a. M.

II.

Die Bieter bei einem öffentlichen Wettbewerb im Baugewerbe kann man in folgende 3 Gruppen einteilen:

1. Den fachmännisch, kaufmännisch und technisch geschulten erfahrenen und gewissenhaften Unternehmer, der auch beim öffentlichen Wettbewerb und in Zeiten von Wirtschaftskrisen die Haltung nicht verliert und mit der Preisstellung nicht unter das Maß heruntergeht, das er nach sorgfältiger Berechnung festgestellt hat. Er wird gegebenenfalls scharf und knapp, aber immerhin doch richtig kalkulieren und sich durch keinerlei Ergebnisse vorangegangener Submissionen von seinem gesunden Geschäftsprinzip abbringen lassen. Dieser Unternehmer wird beim öffentlichen Wettbewerb meistens durchfallen, er wird bald dazu kommen, auf eine Beteiligung an öffentlichen Wettbewerben im allgemeinen zu verzichten. Dies ist bei vielen Unternehmungen auch der Fall. Es ist nicht schwer, eine Anzahl angesehener Bauunternehmungen namhaft zu machen, die nicht oder nur sehr selten als Bieter bei öffentlichen Wettbewerben auftreten, die sich als reine Preiswettbewerbe darstellen.

2. Zur zweiten Gruppe gehört der Unternehmer, der eine Arbeit zu jedem Preis haben will, also auch zu einem unzulänglichen, wenn es nicht anders geht, weil er vielleicht auf größere nachfolgende Arbeiten hofft oder weil er z. B. zu maßgebenden Persönlichkeiten der Bauherrschaft derartig gute Beziehungen unterhält, daß er während der Ausführung oder durch Nachforderungen bei der Abrechnung mit Aussicht auf Erfolg seine durch den unzulänglichen Vertragspreis bedingte Lage verbessern kann. Diese Klasse von Unternehmern übt einen besonders unheilvollen Einfluß auf das Verdingungswesen und das Unternehmertum aus. Da es sich vielfach um Unternehmungen handelt, von denen man voraussetzen muß, daß sie kalkulieren können, so dienen sie der dritten Klasse als Vorbild.

3. Der Unternehmer der dritten Art leitet seine ganze Kalkulationswissenschaft einzig und allein aus den Ergebnissen der öffentlichen Verdingungen her. Er kann überhaupt nicht kalkulieren. Wenn er bei der letzten Submission ähnlicher Art beispielsweise um 20 vH höher war als der Mindestfordernde, der den Zuschlag erhalten hat, so setzt er bei der folgenden Submission seine Preise um 20 vH herab, um der Mindestfordernde zu werden.

Diese Klasse von Unternehmern ist noch sehr stark vertreten in gewissen Handwerkerkreisen und in den Kreisen der kleinen Tiefbauunternehmungen. Es macht sich hier der Mangel an fachlicher und kaufmännischer Ausbildung sehr bemerkbar. Sie sind nicht imstande, den Einheitspreis für eine Arbeitsgattung systematisch aus seinen Bestandteilen: Aufwand für Werkstoffe, Lohn, allgemeine Geschäftsunkosten und Gewinn aufzubauen.

Bei einfachen Arbeitsleistungen, über deren kalkulatorische Ansätze jeder ernsthafte Unternehmer im klaren ist und bei denen auch keine großen Verschiedenheiten in der Qualität der Arbeit möglich sind, sind die großen Unterschiede in den Angeboten im wesentlichen nur durch die Verschiedenartigkeit der Bieter erklärbar. Bei Arbeiten auf ingenieurtechnischem Gebiet hingegen, bei denen der erforderliche Aufwand an Werkstoffen und Lohn nicht ohne weiteres zweifelsfrei feststeht, oder bei denen erhebliche Risiken noch mitspielen, können Unterschiede in den Angeboten auch bei sonstiger Gleichwertigkeit der Bieter auftreten. Bei den erstgenannten Arbeiten muß also der Unternehmer, der den Zuschlag auf ein sehr niedriges Angebot erhält, bei der Ausführung Geld verlieren, denn dieses Angebot wird in den allermeisten Fällen einen nicht angemessenen und unmöglichen Preis enthalten. Meist wird die Behörde Mitleid, genannt Billigkeit, walten lassen und während oder nach der Ausführung dem Unternehmer Nachforderungen bewilligen. Tut sie das nicht, dann bereichert sie sich gleichsam auf Kosten des Unternehmers, wenn dieser auch sein Mißgeschick auf eigene Unfähigkeit zurückführen muß. Gewährt sie jedoch dem Unternehmer mehr als vertraglich vereinbart, dann geht der Vorteil für den Fiskus, der in der Berücksichtigung eines sehr niedrigen Angebots lag, wieder verloren — in einem wie im anderen Falle ist der allein Geschädigte der erfahrene und solide Unternehmer und Geschäftsmann, der wegen seines richtigen Preises ausgefallen ist.

Wenn jede Behörde das aufrichtige Bestreben hätte, alle diejenigen Angebote bei der Zuschlagserteilung auszuschließen, die unter dem angemessenen Preise liegen, und wenn man über eine Wünschelrute verfügen würde, vermittels der man diesen angemessenen Preis auffinden könnte, dann wäre es ein leichtes, den durch das öffentliche Wettbewerbsverfahren bedingten Mißständen zu begegnen. Allein die Behörden haben dieses aufrichtige Bestreben nicht immer. Die fiskalischen, verwaltungstechnischen und bürokratischen Hemmungen in der Brust der Beamten sind vielfach zu groß, als daß sie sich zu dem Entschluß durchringen können, mit allen ihnen zur Verfügung stehenden Mitteln den angemessenen, d. h. noch auskömmlichen Preis zu finden und alle Angebote, die darunter liegen, unbeachtet zu lassen. Der angemessene Preis ist auch keineswegs eine bestimmte Einzelgröße, er kann je nach Art der Arbeit und des Unternehmens, je nach der Einschätzung der Schwierigkeiten und Risiken zwischen engeren oder weiteren Grenzen schwanken. Bei den meisten Bauleistungen aber wird es immerhin möglich sein, in der Stufenleiter der bei der Verdingung eingehenden Angebote eine Grenze zu ziehen, von der man sagen kann, daß die darunter liegenden Angebote mit Bestimmtheit einen unzulänglichen Preis enthalten. Diese müßten dann auf alle Fälle ausgeschieden werden und die Prüfung hätte sich dann noch mit dem verbleibenden Mindestfordernden zu beschäftigen.

Das Auffinden des angemessenen Preises wird wesentlich erleichtert, wenn dafür Sorge getragen würde, daß die oben geschilderten Unternehmergruppen sich bei der Ausschreibung nicht gleichsam als gleichberechtigte und gleichartige Bieter betätigen können. Mit anderen Worten, wenn das öffentliche Wettbewerbsverfahren eingeschränkt wird.

Daß das öffentliche Wettbewerbsverfahren nötig ist, um den Wettbewerb selbst zu einem wirksamen zu machen, wird man nicht behaupten können. Auch beim beschränkten Wettbewerb kann Zahl und Art der aufzufordernden Bieter derart gewählt werden, daß der Konkurrenzkampf der Bewerber sich in dem Maße auswirkt, wie es im Interesse des Bauherrn nötig ist. Das öffentliche Wettbewerbsverfahren ist keineswegs eine soziale Einrichtung, es kann auch beim beschränkten Verfahren erreicht werden, daß jeder Unternehmung Gelegenheit zur Teilnahme geboten wird, die als auf ihrem Gebiete sachkundig und erfahren, leistungsfähig und zuverlässig angesprochen werden muß. Je nach Art und Umfang des Objektes müßte der Kreis der aufgeforderten Bieter größer oder kleiner gewählt werden; erforderlichenfalls müßte bei den verschiedenen Verdingungen in demselben Gebiet nach einer gewissen Reihenfolge mit den aufzufordernden Bietern gewechselt werden. Ich kann mir sehr wohl eine solche Ausgestaltung des beschränkten Wettbewerbes denken, bei der kein tüchtiger und reeller Unternehmer benachteiligt würde. Es könnte vorkommen, daß ein solcher sich an weniger Submissionen beteiligen würde als bisher, er wird also Geld und Zeit sparen und vielleicht gerade so viel oder noch mehr Aufträge erhalten als vorher, weil die unfähige und unsolide Konkurrenz von vornherein beseitigt ist und er mit größerer Wahrscheinlichkeit angemessene Preise erhalten kann. Wer geschädigt werden könnte und mit Recht geschädigt würde, ist der unfähige, unreelle, nicht auf die Absicht der ehrlichen Vertragserfüllung eingestellte Unternehmer. Dieser Klasse von Unternehmern den Nährboden zu entziehen, würde nur zur Gesundung des Wirtschaftslebens beitragen und

läge sicher auch im wohlverstandenen Interesse des Staates. Die Entstehung neuer Bauunternehmungen zu fördern liegt keine Veranlassung vor, solange die bestehenden nur zum kleinen Teile mit den anfallenden Aufträgen beschäftigt werden können.

Das öffentliche Wettbewerbsverfahren belastet die Wirtschaft mit erheblichen unproduktiven Kosten. Dem Bieter erwächst durch die Bearbeitung der Angebote, Beschaffung der Unterlagen, Ortsbesichtigungen, Einholung von Unterangeboten usw. immer ein gewisser Kostenaufwand, der sich bei größeren und schwierigen Bauleistungen des Ingenieurbaues zu recht beträchtlichen Summen auswächst. Daß bei dem öffentlichen Wettbewerb 80 und 100 Bewerber sich beteiligen, ist keine Seltenheit. Alle diese Unternehmungen unterziehen sich derselben Arbeit und wenden dieselben Kosten auf für einen Auftrag, der doch nur einem von den 100 zufallen kann.

Bei allen Bauleistungen also, bei denen die Preisermittlung nicht in einfachster Weise unter Zugrundelegung der Angaben in den Verdingungsunterlagen aufgestellt werden kann, bei denen vielmehr Massenberechnungen, statische Berechnungen usw. erforderlich sind, sollte deshalb das öffentliche Verfahren auf alle Fälle ausscheiden. Diese Voraussetzungen treffen beispielsweise zu bei den meisten Objekten des Ingenieurbaues, wie insbesondere auch beim Eisenbetonbau. Nur wenn bei diesen letzteren die Konstruktionseinzelheiten angegeben sind, Stärke der Bauglieder, Menge des einzulegenden Eisens usw., kann die Preisermittlung ohne weiteres erfolgen. Das ist aber nur sehr selten der Fall.

Ferner sollte aus dem gleichen Grunde die öffentliche Ausschreibung untersagt werden, wenn der Fall so liegt, daß vom Bieter irgendwelche bau- oder betriebstechnischen Ausarbeitungen rechnerischer oder zeichnerischer Art verlangt werden.

Im Entwurf für die neue Reichsverdingungsordnung, der von einem kleinen Ausschuß aufgestellt wurde, wurde auf Veranlassung der Vertreter des Baugewerbes folgender Satz an die Spitze gestellt: „Im allgemeinen sollen Vergebungen von Bauleistungen im Wege des gesunden Wettbewerbs geschehen, mit dem Ziele, unter Berücksichtigung der Wohlfahrt der Gesamtwirtschaft die Leistungen zu angemessenen Preisen an leistungsfähige und fachkundige Bewerber zu vergeben." Wenn nach diesem Grundsatz ernst und aufrichtig verfahren wird, dann besteht für den öffentlichen in keiner Weise beschränkten Wettbewerb nur noch sehr wenig Raum.

Zementverbrauch und Betonstraßen in den Vereinigten Staaten.

Im Jahre 1922 waren die einzelnen Länder der Welt wie folgt an der Portlandzementproduktion beteiligt:

Das Britische Weltreich mit	5850000 t
Deutschland und Österreich mit	5000000 t
Frankreich mit Kolonien mit	2000000 t
Japan mit	2000000 t
Belgien mit	1670000 t
Sonstige mit	6000000 t
zusammen:	21520000 t

Dagegen betrug die Produktion der Vereinigten Staaten allein 23000000 t.

Auf die Vereinigten Staaten entfiel also über die Hälfte der Weltproduktion an Portlandzement. Der Verbrauch beträgt dort etwa 1/4 Tonne jährlich pro Kopf der Bevölkerung. Exportiert wird wenig. Der Preis ist gewöhnlich 1 $ 80 bis 2 $ 10 für Fässer oder Papiersäcke, das macht etwa 4,50 M. bis 5,30 M. für 100 kg. Interessant ist eine Übersicht über die Bedeutung der einzelnen Verwendungszwecke innerhalb der gesamten Konsumption. Von dieser entfielen auf:

Öffentliche und Geschäftsgebäude	24,9 vH
Wege und Straßen	24 ,,
Verschiedene Verwendungszwecke in der Landwirtschaft	20,6 ,,
Wohnungsbau	9,4 ,,
Fußsteige und Privatwege	6,9 ,,
Eisenbahnen	5,2 ,,
Betonrohre für Abwässerkanäle, Bewässerungsanlagen, Wasserleitungen	4,3 ,,
Brücken, Strom- und Hafenbauten, Wehre und Ausnutzung von Wasserfällen, Zisternen, Silos und sonstige Behälter	3 ,,
Verschiedene andere Zwecke	1,7 ,,

Aus dieser Statistik sind vor allem zwei Ziffern auffällig: Der große Verbrauch bei der Landwirtschaft und beim Straßenbau. Der amerikanische Farmer ist in bezug auf Verwendung von Zement für seine Bauwerke weit fortgeschritten. Die Hauptverwendungsform ist der Kunststein. Silos für Korn und Mehl, die hygienischen und bequemen Ställe, Wasserbehälter und Brunnen bieten Hauptverwendungsmöglichkeiten für den Zement.

Aber noch bemerkenswerter ist die große Rolle, die der Zement beim Straßenbau spielt. Die Amerikaner sind sehr stolz auf ihre Betonstraßen, von denen bis jetzt etwa 50000 km gebaut wurden und deren Ausdehnung dauernd wächst. Der Hauptgrund der steigenden Beliebtheit ist die größere Wirtschaftlichkeit der Betonstraßen. Es ist z. B. eine Statistik aufgemacht worden über die Kosten, die ein Automobil verursacht, wenn es entweder auf einer Meile (1600 m) gewöhnlich gepflasterten Weges oder aber auf einer Meile Betonstraße fährt. Der Aufwand betrug bei:

	Gewöhnlichen Straßen	Beton-Straßen
für Ford Torpedo	9 cents 3	6 cents 9
,, Ford mit Innensteuerung	9 ,, 5	7 ,, 2
,, Dodge Tourenwagen	11 ,, 5	9 ,, 1

Die Ersparnis beträgt also je nach dem Wagentyp 21—25 vH pro Meile, das macht für 12000 Meilen schon über 200 $. (Die Kostensumme setzt sich zusammen aus Ausgaben für Betriebsstoff, Öl, Pneumatik, Reparaturen, Abschreibung, Verzinsung, Reinigung und Garage.)

Man hat ferner Versuche angestellt, wie groß der Brennstoffverbrauch bei Lastkraftwagen auf den verschiedenen Straßenpflasterungen ist. Mit einem Gallon (= fast 4 l) kann man eine Tonne transportieren:

Auf einem Landweg	14 Meilen
Auf makadamisierter Straße	21 ,,
Auf geteertem Wege	28,5 ,,
Auf Ziegelpflaster	29,7 ,,
Auf Betonstraße	31 ,,

Die Ersparnisse an Brennstoff auf der Betonstraße sind also groß, die Ersparnisse an anderen Kosten werden dem entsprechen.

Freilich sind die Anlagekosten der Betonstraßen hoch. Eine Straße von 18 Fuß Breite kostet pro Meile 26400 $. Die Finanzierung geschieht meistens durch in 15 Jahren zurückzahlbare Obligationen. Kleine Staaten mit schwachem Budget helfen sich damit, daß sie zunächst die eine Hälfte der Straßenbreite bauen und die andere Hälfte allmählich aus den Ersparnissen nachbauen. Denn die Unterhaltskosten sind bei Betonstraßen nur etwa ein Zehntel so hoch wie bei makadamisierten Straßen. Die Lebensdauer schätzt man auf etwa 40 Jahre ohne bedeutende Reparaturen. Bereits jetzt sind Teile von Betonstraßen 30 Jahre im Gebrauch und befinden sich noch in vollkommen gutem Zustand.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 23. Juli.)

Gesetz über die Aufwertung von Hypotheken und anderen Ansprüchen (Aufwertungsgesetz). Vom 16. Juli 1925 (RGBl. I S. 117). Betrifft die Aufwertung von Hypotheken, Grundschulden, Rentenschulden, Reallasten, Industrieobligationen und verwandten Schuldverschreibungen, Pfandbriefen, Sparkassenguthaben, Versicherungsansprüchen usw.

Gesetz über die Ablösung öffentlicher Anleihen. Vom 16. Juli 1925 (RGBl. I S. 137). Betrifft die Ablösung der Markanleihen des Reichs, der Länder, Gemeinden und Gemeindeverbände.

Verordnung über Vorauszahlungen auf Einkommensteuer und Körperschaftssteuer nach dem Steuerüberleitungsgesetze. Vom 16. Juli 1925 (RStBl. S. 121). Für die Vorauszahlungen sind die Vorschriften der 2. Steuernotverordnung und ihrer Durchführungsbestimmungen, die 2. Verordnung des Reichspräsidenten über wirtschaftlich notwendige Steuermilderungen vom November 1924, Art. I § 3 (RGBl. I S. 737) und das Steuerüberleitungsgesetz maßgebend. Die nächsten vierteljährlichen Vorauszahlungen sind am 10. Oktober (Schonfrist 17. Oktober) fällig. Bei Erwerbsgesellschaften, die Vorauszahlungen nach dem Vermögen auf Grund der Steuerkurswerte zahlen, sind bis zur Veröffentlichung der Steuerkurse vom 31. 12. 24 diejenigen vom 31. 12. 1923 maßgebend. Bei Anwendbarkeit des Schachtelprivilegs hat die Muttergesellschaft in allen Fällen mindestens 3/8 vT des Vermögens monatlich, 1 1/8 vT vierteljährlich zu entrichten (§ 6 Abs. 2). Die zinslose Stundung der Vorauszahlungen nach § 15 des Steuerüberleitungsgesetzes ist auf Wirtschaftsjahre, die vor dem 31. Juli 1925 enden, nicht anwendbar, es gelten dann die allgemeinen Vorschriften über Stundung der Vorauszahlungen (vgl. § 8). Wenn die im Wirtschaftsjahr 1924/25 geleisteten Vorauszahlungen die voraussichtlich endgültige Steuer erheblich übersteigen, so können die Vorauszahlungen auch in Höhe des übersteigenden Betrages gestundet werden.

Für den Nachweis von Verlust oder unverhältnismäßig geringem Gewinn, der Voraussetzung für die Stundung der Vorauszahlungen ist (§ 15 St.ÜG), gibt § 9 nähere Vorschriften. Der Nachweis erfolgt

nur auf Grund ordnungsmäßiger Buchführung. Vorlage einer Zwischenbilanz ist gewöhnlich notwendig, eine Inventur wird nicht gefordert. Die Bewertung erfolgt nach dem Anschaffungs- oder Herstellungspreise. Bis zur Verabschiedung der neuen Einkommensteuergesetze gilt für die Errechnung des voraussichtlichen Betrages der endgültigen Steuer ein in § 10 festgesetzter Tarif, nämlich:

Für die ersten	8000 M	10 vH
„ „ weiteren	4000 „	12½ „
„ „ „	4000 „	15 „
„ „ „	4000 „	20 „
„ „ „	8000 „	25 „
„ „ „	18000 „	30 „
„ „ „	34000 „	35 „
„ „ „	Beträge	40 „
„ Körperschaftssteuer		20 „

Für die Heraufsetzung der Vorauszahlungen muß das Finanzamt zur Berechnung des Einkommens denselben Tarif anwenden. Für die Schätzung des mutmaßlichen Einkommens der kleinen Gewerbetreibenden (bis 12000 M Einkommen im Jahr) sind als Hilfsmittel zu wählen: die Betriebseinnahme 1924 und 1925 und bestimmte Musterbeispiele für das Einkommen einzelner Erwerbszweige. Geeignete Sachverständige sind über die Schätzung zu hören.

Vorauszahlungspflichtig sind auch Lohnempfänger, deren Lohn nach Abzug von 240 M für das 3. Vierteljahr 1925 und die folgenden Vierteljahre den Betrag von 3000 M im Vierteljahr überstiegen hat. Diese Steuerpflichtigen sind zur Abgabe einer Voranmeldung binnen 10 Tagen nach Ablauf des Kalendervierteljahres verpflichtet. Die Arbeitgeber haben für diese Steuerpflichtigen ebenfalls binnen 10 Tagen nach Ablauf des Vierteljahres einen Lohnzettel einzureichen, enthaltend eine spezialisierte Aufzählung des Bruttolohnes des Arbeitnehmers.

Bei Heraufsetzung des Vorauszahlungsbetrages und bei den kleinen Gewerbetreibenden muß dem Steuerpflichtigen ein Vorauszahlungsbescheid erteilt werden. Das Finanzamt kann dem Bescheid auch rückwirkende Kraft beilegen.

Erstattung der 2. Vermögenssteuervorauszahlungsrate. Erlaß des Reichsfinanzministers vom 29. Juni 1925. Wer die bis zum 15. August hinausgeschobene Vermögenssteuervorauszahlung vom 15. Mai bereits geleistet hat, kann beantragen, daß die bezahlten Beträge auf andere Reichssteuern anzurechnen sind. Soweit Steuerrückstände nicht vorhanden sind, findet auf Antrag Erstattung ohne Zinsen statt.

Vorauszahlungen auf die Preuß. Gewerbeertragssteuer. Erlaß der preuß. Minister der Finanzen, des Innern und für Handel und Gewerbe. Der Erlaß weist darauf hin, daß die Milderungen des 3. Abschnittes des Steuerüberleitungsgesetzes automatisch auch eine Senkung der Gewerbesteuergrundbeträge zur Folge haben. Besonders hervorzuheben ist, daß die von den Reichsfinanzbehörden auf Grund des § 15 des Steuerüberleitungsgesetzes ausgesprochene zinslose Stundung auch zur Folge hat, daß die weiteren Vorauszahlungen auf die Gewerbeertragssteuer sich entsprechend ermäßigen und ganz fortfallen. Ebenso wirkt sich natürlich auch eine Erhöhung der Reichssteuervorauszahlungen auf die Gewerbeertragssteuer aus. — Der 2. Abschnitt des Steuerüberleitungsgesetzes betreffend die Steuerregelung für 1924 hat jedoch **keinen** Einfluß auf die Gewerbesteuer 1924. Auf die Gewerbesteuer 1924 haben nur nachträgliche Festsetzungen und Berichtigungen der Reichssteuern Einfluß, die im Rechtsmittelwege ergehen.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E. V., Berlin W 30, Nollendorfplatz 3 I.)

Seit einiger Zeit wird zum Eintritt in die Ortsgruppen eines „Bundes Deutscher Fernsprechteilnehmer" aufgefordert. Die Zwecke, die der Bund erreichen will, werden bereits jetzt von den Interessenvertretungen der Wirtschaft verfolgt. Um eine Überorganisation zu vermeiden, können wir deshalb unseren Mitgliedern den Beitritt zu diesem Bund nicht empfehlen.

Bauausstellung Essen 1925.

Außer den von der Wanderversammlung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine geplanten Vorträgen, finden vom 3.—12. August während der Bauausstellung in Essen noch folgende fachwissenschaftliche Vorträge statt:

3. August, nachm. 5 Uhr, in den Glückauf-Lichtspielen, Dipl.-Ing. Biswanger von der Torkret-Gesellschaft: „Das Torkretverfahren".
3. August, nachm. 8 Uhr, in den Glückauf-Lichtspielen, Reg.-Baumeister Schaefer, Remscheid: „Moderne Putztechnik".
4. August, vorm. 10½ Uhr, im Kruppsaal des Städt. Saalbaues, Dr. Ely, Nürnberg: „Das elektr. Installationsmaterial und die Ausführung elektr. Installationen".
4. August, nachm. 5 Uhr, in den Glückauf-Lichtspielen, Arch. Paul A. R. Frank, Hamburg: „Wärmetechnische Fragen im Wohnhausbau".
5. August, nachm. 8 Uhr, in den Glückauf-Lichtspielen, Dr. Guttmann, Düsseldorf: „Herstellung der Eisenportlandzemente und ihre Verwendung".
6. August, nachm. 5 Uhr, in den Glückauf-Lichtspielen, Verkehrsdirektor Piening, Industrie- und Handelskammer: „Die Modernisierung der Verkehrsmittel".
7. August, nachm. 5 Uhr, in den Glückauf-Lichtspielen, Reg.-Baumeister Wahl, Essen: „Richtlinien im Industriebau".
10. August, nachm. 5 Uhr, in den Glückauf-Lichtspielen, Lindner, Deutscher Bund Heimatschutz: „Der Heimatschutz".
12. August, nachm. 5 Uhr, im Kruppsaal des Städt. Saalbaues, Lettenmeyer, Chemiker, Lohwald b. Augsburg: „Farbige Architektur unter besonderer Berücksichtigung der Keimschen Mineralfarben".

Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands.

Die Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands wird ihre diesjährige Tagung in Verbindung mit derjenigen der Vereinigung der technischen Oberbeamten Deutscher Städte Mitte September in Freiburg in Baden abhalten, und zwar voraussichtlich am 12. September.

Die Tagesordnung wird in einer der nächsten Nummern dieser Zeitschrift bekanntgegeben.

Berichtigung.

Die auf Seite 427 dieser Zeitschrift veröffentlichte Zuschrift zu der Berechnung von Pilzdecken ist nicht von Dipl.-Ing. Escher, sondern von Herrn Ingenieur J. G. van Bruggen, Städt. Bauamt, Rotterdam, verfaßt. Die Schriftleitung.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Paul Marcus, ein Lebensbild.

Die Firma Paul Marcus, Berlin-Schöneberg (kgl. Hofkunstschlosserei, Eisenkonstruktions- und Kunstschmiedewerkstatt), nimmt Gelegenheit, an Hand der Entwicklung der Firma unter ihrem Gründer und Inhaber eine Anzahl ihrer ganz hervorragenden Kunstschmiedearbeiten einem größeren Kreis von Fachgenossen und Interessenten vorzuführen. Verfolgt man das Lebensbild des Gründers der Firma, liest man von den Schwierigkeiten, die es am Anfange galt zu überwinden, um erst allmählich die Firma zu glanzvoller Leistung und echt künstlerischer Betätigung zu führen und ihr im In- und Auslande neidlose Anerkennung zu verschaffen, so erkennt man, daß hier vor allem eine führende Persönlichkeit das ganze Unternehmen vom ersten Tage an durch eigene Kraft entwickelt und dieses voll idealer Hingabe an die gestellte Aufgabe zu hoher Vollendung und Blüte geführt hat. Heute beschäftigt die Firma eine große Zahl Gesellen an über 80 Schmiedefeuern, und schon müssen mehrere Dampfhämmer mitarbeiten, um der Arbeit Herr zu werden. In bestgelungenen Wiedergaben führt die Firma eine Anzahl ihrer besonders glänzenden Kunstschmiedearbeiten vor. Neben den Entwürfen des Gründers der Firma selbst finden wir hier Entwürfe dargestellt von Wallot, Narten, Bruno Paul, Muthesius, v. Ihne, Bestelmeyer, Joffee u. a. m. Sie alle können als Vorbilder für wirklich erstklassige Kunstschmiedearbeit in Materialechtheit und Linienführung, Flächenbehandlung, Einzelornamentik und vor allem auch in tadelloser Ausführung gelten. M. F.

Die Wiederherstellung der Eisenbahnen auf dem östlichen Kriegsschauplatz. Von Dr. Wilhelm Kretzschmar, Archivrat und Mitglied des Reichsarchivs. Verlag E. S. Mittler u. Sohn, Berlin, geh. 14.— M., geb. 16.— M.

Das 180 Seiten umfassende Werk stellt gleichzeitig die Ergänzung des vor drei Jahren vom Verfasser herausgegebenen Bandes „Die Wiederherstellung der Eisenbahnen auf dem westlichen Kriegsschauplatz" dar; beide Bände behalten in erster Linie historischen Wert, indem sie in übersichtlicher und erschöpfender Weise von den großen Leistungen deutscher Technik in schwerer Kriegszeit berichten. Allein die Erfüllung dieser Aufgabe erheischt Anerkennung und läßt auch dem neuen Bande weite Verbreitung wünschen. Der Text hat eine gute Unterstützung in einer großen Anzahl recht guter Bilder, durch Skizzen und eine umfangreiche Übersichtskarte erhalten; im Rahmen der Behandlung der Wiederinstandsetzung der von den russischen Truppen zerstörten Bahnen finden allein 180 während des Krieges im Osten erbaute Eisenbahnbrücken Erwähnung. Und hier sind es wiederum eine große Reihe beachtenswerter Bauten, die unter ungünstigsten Verhältnissen, unter dem Druck militärischer Operationen, überhaupt unter dem Einfluß langjährigen Kriegszustandes errichtet worden sind und oftmals Lösungen darstellen, die weit über das Maß des Üblichen hinausreichen; der Ingenieur wird also besonderen Gefallen an dem Werke haben. Es wird ihm zugleich eine wertvolle Kriegserinnerung sein, wenn er diese deutschen Pionierleistungen hat mitvollbringen helfen. G. E.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang — 7. August 1925 — Heft 18

BETRIEBSWIRTSCHAFTLICHE ZIELE IM EISENBAHNWESEN.

Festvortrag gehalten zur Feier des Stiftungsfestes der Technischen Hochschule Dresden am 13. Juni 1925.

Von Regierungs-Baurat Professor Dr.-Ing. Wilhelm Müller in Dresden.

Die Technischen Hochschulen haben jederzeit einen bedeutenden Anteil an der wissenschaftlichen Förderung der Technik gehabt. Auch in der Zeit der Entwickelung des deutschen Eisenbahnnetzes waren es mit in erster Linie Vertreter des Eisenbahnwesens an den Technischen Hochschulen, die nicht nur die wissenschaftlichen Grundlagen für die Linienführung der Bahnen schufen, sondern auch die Gleissysteme für die großen Personen-, Abstell- und Verschiebebahnhöfe nach wissenschaftlichen Gesichtspunkten durchgebildet haben. Ich erinnere nur an die Namen: Launhardt, Göring und Oder, meines hochverehrten Lehrers. Heute ist das Eisenbahnnetz in Deutschland so gut wie völlig ausgebaut, zudem gestattet die wirtschaftliche Not kaum, große Verkehrsprojekte auszuführen. Um so lauter wird die Forderung nach einer wirtschaftlichen Ausnützung der bestehenden Anlagen.

Jetzt heißt es, bei Ausnutzung technischer Neuerungen mit wissenschaftlichem Rüstzeug die Betriebsvorgänge zu untersuchen und die Betriebsform zu finden, die einen möglichst geringen Aufwand an Zeit, Personal und Betriebsstoffen erfordert, um die Güter — um diese soll es sich bei meinen Ausführungen lediglich handeln — zu den Verbrauchsstellen hinzubringen.

Diese Transportleistungen, die nach Tonnen und Kilometern bezahlt werden, bedingen erhebliche Aufwendungen, die einerseits durch die eigentliche Zugförderung, andererseits durch die Zugbildung der Güterzüge bedingt werden.

Während die ersteren Ausgaben proportional der Zugförderungsarbeit sind, ist dies bei letzteren nicht der Fall. Hier sind in der Regel die durchschnittlichen Kosten für die Zugbildung der Frachtgüter, die auf weite Strecken befördert werden, geringer als diejenigen für kürzere Entfernung. Um die Zugbildung wirtschaftlich zu gestalten, kommt es zunächst darauf an, 1. die Güterzüge so zusammenzustellen, daß sie ohne grundlegende Umbildung möglichst lange Strecken durchlaufen können, und daß 2. die Kosten für die Abfertigung auf den Be- und Entladestellen sowie für das Zerlegen und Neubilden der Güterzüge auf den Verschiebebahnhöfen möglichst gering gehalten werden.

Das erstere wird erreicht durch ein geschicktes Zusammenfassen der gemeinsamen Verkehrsbeziehungen der einzelnen Frachten unter Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit der Verschiebebahnhöfe, die die Güterzüge anfahren, das letztere durch eine möglichst wirtschaftliche Gestaltung der Anlagen und des Betriebes der Verschiebebahnhöfe sowie der Umschlaganlagen.

In der Mitarbeit an diesen betriebswirtschaftlichen Zielen erblicke ich eine wesentliche Aufgabe der Technischen Hochschulen.

Das Streben nach diesen betriebswirtschaftlichen Zielen soll einer kurzen Betrachtung unterzogen werden.

Ich möchte hierbei von folgender Feststellung ausgehen: der tägliche Reiseweg eines Wagens beträgt nach Dr.-Ing. Kümmell im Durchschnitt 50 km. Der Wagen braucht durchschnittlich 5,5 Tage zu einem vollen Umlauf von der Beladung zur Wiederbeladung einschließlich Leerlauf. Von diesen 5,5 Tagen = 132 Stunden entfallen

1. auf die Fahrt für Reisezeit und Aufenthalt auf den Lokomotivwechselstationen . . . . 22 vH oder 29 Std.
2. auf den Übergang von Zug zu Zug auf den Verschiebebahnhöfen . . . 14 „ „ 18,5 „
3. auf die Zustellung und Abholung vom Zug zur Ladestelle . . . . . 34 „ „ 45 „
4. auf das Be- und Entladen . . . 30 „ „ 39,5 „

Die beiden letztgenannten Zahlen sind in der Hauptsache aus folgendem Grunde höher, weil nur bei Tage zugestellt, abgeholt, be- und entladen wird, die Wagen also für diese Arbeiten nachts stehen bleiben müssen, während die Fahrt und der Übergang von Zug zu Zug auch nachts erfolgt.

Besonders kraß tritt dies bei kurzen Strecken zutage. So beträgt an der Ruhr die Umlaufszeit der Kohlenwagen von der Zeche zum Umschlaghafen und wieder zur Zeche 3—4 Tage bei einer Entfernung von im Mittel 30 km.

Ich möchte nun die vorgenannten Etappen des Wagenumlaufes auf die Möglichkeit der Zeitverkürzung untersuchen.

Schon während des Krieges haben die deutschen Eisenbahnverwaltungen beschlossen, durch Einführung der luftgebremsten Güterzüge (System Kunze-Knorr) die Grundgeschwindigkeit von 30 auf 40 km/h zu erhöhen und somit den Wagenlauf zu beschleunigen und die Personalkosten durch teilweisen Fortfall der Bremser zu vermindern.

Je nach dem Charakter der Bahn, ob im Flachland, Hügelland oder Gebirge, werden bei handbedienten Bremsen und einer Grundgeschwindigkeit von 30 km/h im Gefälle 4—8 Bremser erforderlich, während der luftgebremste Güterzug nur 1 Zugführer und 1 Wagenwärter bei einer Grundgeschwindigkeit von 40 km/h benötigt. So günstig liegen aber die Verhältnisse nur bei Güterzügen, die auf den meisten Bahnhöfen durchfahren. Anders ist es bei Güterzügen, die auf allen Stationen halten und unter Mitwirkung des Zugbegleitpersonals Wagen ein- und aussetzen und Stückgut ein- und ausladen. Für diese Arbeiten sind nach wie vor ein Zugführer und 3—4 Mann erforderlich, so daß bei diesen Güterzügen nur auf Bahnen mit starken Neigungen eine Ersparnis an Personal zu erwarten ist. Auf den Verschiebebahnhöfen ist bei Kunze-Knorr-Betrieb im Eingang eine Dichtigkeitsprobe vorzunehmen. Hierdurch dauern die vorbereitenden Arbeiten gegen den Handbremsenbetrieb etwa 25 Minuten länger, auch vor Ausfahrt des Zuges ist eine Mehrzeit von 35 Minuten für Kuppeln, Füllen des Zuges mit Druckluft und die Bremsprobe erforderlich. Die Züge bleiben also etwa 1 Stunde länger im Verschiebebahnhof als die handgebremsten Züge, und hierdurch wird die Beschleunigung des Wagenumlaufes infolge schnelleren Fahrens auf der Strecke wieder zunichte gemacht.

Für die Untersuchung und Wartung der Kunze-Knorr-Bremsen muß auf den Bahnhöfen technisch vorgebildetes Personal vorgehalten werden. Die Gesamtersparnis an Personal beträgt daher nach Untersuchungen für einen mit Kunze-Knorr-Bremsen gefahrenen Zug 1,1 Kopf.

Es sei hier noch auf einen anderen Umstand aufmerksam gemacht, der dazu beigetragen hat, daß die luftgebremsten Güterzüge nur einen geringen wirtschaftlichen Vorteil bieten. Die Einführung der Kunze-Knorr-Bremse war, wie gesagt, während

des Krieges beschlossen worden, als man noch auf dessen glücklichen Ausgang fest hoffte.

Man hatte die Absicht, die Einführung der Kunze-Knorr-Bremse auf dem Kontinent mit in den Friedensvertrag aufzunehmen. Leider hat sich diese Hoffnung nicht erfüllt, und heute erschweren die nicht mit Kunze-Knorr-Bremse ausgerüsteten Fremdwagen sehr den Betrieb.

Ich möchte im Anschluß hieran eine andere, in der Einführung begriffene technische Einrichtung besprechen, die vor allem durch die Abkürzung der Be- und Entladezeiten sowie durch Fortfall des Rangierens die Wagenumlaufzeit vermindern soll. Es ist der 50-Tonnen-Wagen mit Selbstentladung. Für den Verkehrtreibenden bedeutet die Einführung der Großgüterwagen zweifellos eine Herabminderung der Be- und Entladekosten. Betriebstechnisch handelt es sich bei der Beförderung im Großgüterwagen lediglich um geschlossen durchgeführte Pendelzüge von 40 Wagen mit 2000 t Nutzlast oder von Halbzügen mit 1000 t Nutzlast, die ohne Umrangierung die ganze Strecke zwischen Be- und Entladestelle durchlaufen. Ein ausgelasteter Zug täglich wird im Jahre ½ Million, ein Halbzug täglich ¼ Million Nutztonnen befördern.

Die geschlossenen Pendelzüge setzen aber möglichst gleichartiges Massengut voraus. In Frage kommen Steinkohle, Braunkohle, Koks, Stein-, Erd- und Erztransporte. Für die Wirtschaftlichkeit des 50-Tonnen-Wagens ist Voraussetzung:

1. daß von einer Versandstelle regelmäßig Mengen von mindestens 1000 t gleichartiger Güter in geschlossenen Pendelzügen mit Großgüterwagen verschickt werden können;
2. daß diese Mengen gleichartiger Güter in geschlossenen Zügen von einer Empfangsstelle benötigt werden und dort auch Großgüterwagen ausgeladen werden können.

Beide Forderungen lassen sich nur an wenigen Stellen erfüllen, wenn auch z. B. viele Großstädte jährlich Kohlenmengen von mehr als 250 000 t benötigen, wie Leipzig, das einen jährlichen Kohlenbedarf von 300 000 t hat, und Dresden sowie Chemnitz, die einen Jahresbedarf von je 500 000 t Kohlen haben. In den Großstädten wird wohl meist eine Kohlenart überwiegen, aber oft werden die Kohlen aus mehreren Kohlenbecken (Ruhr, Oberschlesien, England) bezogen, so daß auf ein Versandgebiet nur ein Teil des Kohleneingangs entfällt, der sich wieder in viele Sorten für entsprechend zahlreiche Empfänger teilt. Wenn man auch für eine Großstadt einen besonderen Kohlenentladebahnhof anlegen würde, wie dies z. B. auf dem geplanten großen Verschiebebahnhof Schöneiche südöstlich von Berlin für die schlesischen Kohlen gedacht ist, so wird sich der Pendelzugbetrieb doch nur in ganz vereinzelten Fällen durchführen lassen, weil meist die erste Voraussetzung sich nicht erfüllen läßt. Untersuchungen, insbesondere vom Privatdozenten Dr.-Ing. Jänecke (Verkehrstechn. Woche 1925, Heft 17), nicht nur für Kohlentransporte, sondern auch für andere Massengüter, haben ergeben, daß in Deutschland die Einführung der Großgüterwagen mit Selbstentladung nur in beschränktem Umfange in Frage kommt, so daß dies nur wenige Prozente der gesamten Güterbeförderung Deutschlands ausmacht. Auch müßten für diese Transporte mit Großgüterwagen Oberbau und Brücken auf den in Frage kommenden Strecken umgebaut werden.

Bei der Einführung der luftgebremsten Güterzüge und der Großgüterwagen hat man sich von amerikanischen Vorbildern leiten lassen. Nun liegen aber in Deutschland die Verkehrsverhältnisse wesentlich anders, so daß ein Vergleich beider Länder in dieser Hinsicht schlecht möglich ist. Amerika ist 30 mal so groß wie Deutschland, hat aber nur 4 mal so viel Güter wie Deutschland zu befördern bei einem 8 mal so großen Bahnnetz. Die Bahnen sind dort also nicht so dicht wie bei uns und der Verkehr im Durchschnitt nicht so stark. Dagegen legen die Güterzüge in Amerika doppelt so große Wege durchschnittlich zurück, so daß also dort die Verhältnisse für die Massentransporte auf großen Strecken, die die besten Einnahmen bringen, günstiger liegen. Der Eisenbahnverkehr mit seiner Beförderung von Massengütern auf den langen Strecken Amerikas ist für die luftgebremsten Güterzüge und Großgüterwagen günstiger als in Deutschland mit seinem stärkeren Verkehr auf dichterem Netz.

Der Eisenbahnverkehr erhält sein Gepräge durch die geographische und wirtschaftliche Gestalt des Landes. In Deutschland haben wir an der Ruhr und in Oberschlesien Schwerindustrie, in Sachsen eine sehr fein gegliederte Industrie, in Nordostdeutschland und Bayern vorwiegend Landwirtschaft. Die Anforderungen an den Eisenbahnbetrieb sind daher in jedem dieser Gebiete anders. Das erschwert sehr die einheitliche Betriebsführung und vermehrt die Rangierarbeit. Die Verschiebebahnhöfe liegen in Deutschland durchschnittlich 80 km auseinander, also ziemlich dicht. Die Wagenumlaufszeit von 5,5 Tagen entspricht bei einem täglichen Weg von 50 km einem Gesamtumlaufsweg von 275 km, auf dem der Zug dreiviermal umrangiert wird. Von der Gesamtzeit für das Umrangieren von 18,5 Stunden wird der Zug jeden Rangierbahnhof rd 5,5 Stunden belasten.

Bevor ich nun die zweite Etappe des Wagenumlaufes, nämlich den Übergang der Wagen von Zug zu Zug auf den Verschiebebahnhöfen behandle und Vorschläge für die Abkürzung dieser Arbeiten mache, möchte ich zum Verständnis dieser Vorschläge kurz die beiden Systeme der Verschiebebahnhöfe in Deutschland charakterisieren.

Man unterscheidet Verschiebebahnhöfe, die auf ihrer ganzen Länge in einem gleichbleibenden Gefälle von etwa 1:100 liegen, die sog. Gefällbahnhöfe, und solche, bei denen die einzelnen Gleisgruppen flach liegen und das Gefälle zu einer Steilrampe, dem sog. Ablaufberg zwischen den etwas höher liegenden Einfahrgleisen und den Ordnungsgleisen zusammengefaßt ist, die sog. Flachbahnhöfe.

Bei ersteren rollen die vorher entkuppelten Wagen lediglich durch die Schwerkraft in die Ordnungsgleise und werden dort durch keilförmige Vorlagen festgehalten. Zur Bildung neuer Züge laufen sie aus den verschiedenen Ordnungsgleisen, von denen jedes Wagen gleicher Verkehrsbeziehung enthält, in gewollter Reihenfolge wiederum durch die Schwerkraft in ein Sammelgleis, aus dem der so nach einer bestimmten Wagenordnung zusammengestellte Zug ausfährt. Bei den Flachbahnhöfen drückt eine Lokomotive den Zug auf den Ablaufberg und die vorher entkuppelten Wagen laufen durch die Schwerkraft die Steilrampe hinab in die Ordnungsgleise, wo sie durch ihren eigenen Laufwiderstand von selbst oder durch Hemmschuhleger zum Stehen gebracht werden. Durch Rangierlokomotiven werden dann am entgegengesetzten Ende der Ordnungsgleise die Gruppen gleicher Verkehrsbeziehung herausgezogen und in der beabsichtigten Reihenfolge zusammengestellt. Dieses Zusammenstellen ist recht zeitraubend und dauert durchschnittlich zwei- bis dreimal so lange als das Zerlegen. Soll nun die Zugbildung gleichen Schritt mit dem Zerlegen am Ablaufberg halten, so kommen für die Zugbildung zwei bis drei Lokomotiven in Frage, während für das Zerlegen eine ausreicht. Für die Ordnung der Wagen nach einzelnen Stationen und Ladestellen ist dieses Zerlege- und Zugbildungsverfahren in besonders angelegten Stationsordnungsgleisen zu wiederholen. Die Gefällbahnhöfe gestatten eine schnellere und billigere Zugbildung und sind da am Platze, wo es sich darum handelt, für eine feingegliederte Industrie die Züge eingehend geordnet zusammenzustellen. Die Verschiebebahnhöfe in Sachsen sind ausschließlich Gefällbahnhöfe und sind hier am Platze.

Die Flachbahnhöfe sind für das Zerlegen der Züge vorteilhafter. Bei diesen nimmt vom Fuße des Ablaufberges in den fast wagerechten Ordnungsgleisen die Laufgeschwindigkeit der Wagen ab, so daß schlechter laufende Wagen ohne Einwirkung einer Bremse zum Halten kommen und die hohen Geschwindigkeiten der gut laufenden Wagen am Fuße des Ablaufbergs durch eine Hemmschuhgleisbremse ermäßigt und an der Haltestelle ebenfalls durch Hemmschuhe vernichtet

werden. Bei den Gefällbahnhöfen nimmt die Geschwindigkeit in den stark geneigten Ordnungsgleisen stetig zu. Um die Wagen während des Ablaufes in der Gewalt zu behalten, müssen sie daher von Hemmschuhlegern in kurzen Abständen immer wieder angehalten werden. Dies erfordert viel Personal. In den Zentren der Schwerindustrie, wo die neugebildeten Züge nur eine oder zwei Gruppen gleicher Verkehrsrichtung enthalten, arbeiten die Flachbahnhöfe wirtschaftlicher. Die Gefällbahnhöfe sind also für die Neubildung der Züge, die Flachbahnhöfe für das Zerlegen die besseren. Sie werden nun mit Recht fragen, weshalb baut man nicht Bahnhöfe, die beide Vorteile vereinigen, die also eine Steilrampe für das Zerlegen und durchgehendes Gefälle für das Sammeln der Wagen zu neuen Zügen haben?

Der Lösung dieses Problems kann aber erst jetzt nach Erfindung der ferngesteuerten, regelbaren Gleisbremse näher getreten werden. Diese am Fuße des Ablaufberges eingebaut und mit Druckwasser oder Druckluft betätigt, beeinflußt den Wagenlauf durch Bremsen so, daß die Geschwindigkeit der Fahrzeuge etwa an der gewünschten Stelle im Gleis zu Null wird, so daß sie auf Flachbahnhöfen dort zum Stehen kommen, oder auf dem zukünftigen verbesserten Gefällbahnhof durch Widerstände im Gleis oder durch bereits zum Stillstand gekommene Wagen am Weiterlaufen gehindert werden. Eine weitere Forderung zur Ausgestaltung des verbesserten Verschiebebahnhofes ist eine wissenschaftliche Durchbildung des Längsprofiles unter Berücksichtigung des Einflusses der Gleisbremsen auf den Wagenlauf. Wenn auch so bald nicht an eine derartige Umgestaltung des bestehenden Verschiebebahnhofes schon aus finanziellen Gründen gedacht werden kann, so wird der Betrieb der Flachbahnhöfe — denn vorläufig kommt nur für diese die ferngesteuerte Gleisbremse in Frage — durch die bereits erprobte technische Neuerung wesentlich verbessert werden, und zwar

1. durch eine Steigerung der Leistungsfähigkeit der Ablaufanlage,
2. durch Ersparnis des größten Teiles der Hemmschuhleger,
3. durch eine bedeutende Verringerung der Wagenreparaturkosten.

Der auf eine Schiene aufgelegte Hemmschuh bremst nämlich den Wagen exzentrisch und mit Stoß. Hierdurch entstehen leicht Entgleisungen und Wagenbeschädigungen, die bei der Gleisbremse, die alle Räder gleichzeitig und stoßfrei faßt, vermieden werden.

Auch durch eine richtige Ausgestaltung der Ablaufanlagen auf Grund graphodynamischer Untersuchungen, die von mir ersonnen, vom Reichsverkehrsminister angeordnet worden sind, sind erhebliche tägliche Unterbrechungen des Ablaufgeschäftes auf einzelnen Bahnhöfen beseitigt worden.

Wie Sie sehen, bestehen hier begründete Aussichten, den Wagenumlauf durch Abkürzung des Rangiergeschäftes wirksam zu beschleunigen.

Bei diesem Punkte möchte ich noch auf zwei andere Wege zur Verbesserung des Wagenumlaufes hinweisen.

Man hat es früher häufig verabsäumt, die Verschiebebahnhöfe nach großzügigen einheitlichen Gesichtspunkten in das Gesamteisenbahnnetz einzufügen. Die einzelnen Direktionsbezirke glaubten oft an den Grenzen der Nachbarbezirke neue Verschiebebahnhöfe anlegen zu müssen, um die übernommenen Züge, die für teures Geld zusammengefügt waren, nach kurzer Fahrt wieder nach anderen Gesichtspunkten umzubilden. Bei der Zugbildung überwogen meist lokale Interessen, statt die Züge aus den Gesichtspunkten heraus zu bilden, die auf der Wechselwirkung zwischen Technik und Wirtschaft beruhen. Hieran kranken wir zum großen Schaden eines wirtschaftlichen Betriebes noch heute. Das Gebiet der Zugbildung müßte mit überragendem technisch-wirtschaftlichen Geist einmal durchgeackert werden. Dann erst könnte man die überzähligen Bahnhöfe schließen und andere zu leistungsfähigeren gut ausgelasteten Hauptverschiebebahnhöfen nach einheitlichen großzügigen Gesichtspunkten bestimmen, um so das Rangieren auf das unbedingt notwendige Maß einzuschränken.

Nichts wäre jedoch törichter als ohne gründliche Untersuchung hier übereilte Maßnahmen zu treffen, da ja das Eisenbahnnetz mit der bestehenden Industrie und Wirtschaft aufs engste verknüpft ist und jede Maßnahme ihre Reaktion hervorruft.

Nun sollen noch die beiden anderen Etappen des Wagenumlaufes, nämlich die Zeiten für die Zustellung und Abholung der Wagen vom Zug zur Ladestelle, sowie für die Be- und Entladung kurz erörtert werden.

Das ungünstige Verhältnis dieser Zeiten zur Gesamtumlaufszeit kann merklich dadurch gebessert werden, daß man den Nahgüterverkehr, bei dem die Unkosten für Abfertigung und Rangieren das Verhältnis zu den Frachtgewinn bringenden Strecken sehr ungünstig beeinflussen, bis zur Grenze der Wirtschaftlichkeit den Lastkraftwagen überläßt. Das soll aber von dem Streben nicht abhalten, auch den Nahverkehr mit allen Mitteln wirtschaftlicher zu gestalten. Wir sind auch auf diesen angewiesen, da nach Abtretung wirtschaftlich hochwertiger Gebiete und auch infolge der Wirtschaftsbedrängnisse der Fernverkehr auf dem noch verbleibenden Netz schwächer geworden ist. Erst nach Verbesserung der Betriebsweise des Nahgüterverkehrs soll man den Verkehr auf kürzeren Strecken, der hier der Eisenbahn keinen Gewinn mehr bringt, den Lastkraftwagen überlassen. Diese Grenze müßte erst der Konkurrenzkampf näher bestimmen. In Amerika werden jetzt die Frachtgüter bestimmten Knotenpunkten mit der Eisenbahn zugeführt und von dort mit Kraftwagen auf die Bestimmungsorte verteilt, die Ergebnisse werden dort günstig beurteilt.

Weitere Verkürzungen dieser Zeiten verspreche ich mir durch verständnisvolle, lediglich auf die Beschleunigung des Güterumlaufes gerichtete Zusammenarbeit der am Umschlag von Eisenbahn auf Wasser oder Kraftwagen beteiligten Unternehmungen sowie durch weitgehende Mechanisierung der Umschlagsarbeit.

Die Wirkung aller dieser Maßnahmen kann nur bei gleichzeitiger scharfer Kontrolle des Wagenumlaufs aus der Kenntnis der Selbstkosten heraus beurteilt werden, und die Ermittelung der Selbstkosten, die einerseits die Grundlage für die Preiskalkulation ist, ist andererseits das wichtigste Hilfsmittel, den inneren Wirkungsgrad des Verkehrsunternehmens dauernd zu kontrollieren und seine Besserung anzustreben.

Die vollen Selbstkosten setzen sich zusammen:

1. aus den Kapitalkosten,
2. aus den Betriebskosten,
3. aus den Kosten für die Unterhaltung,
4. aus denen für die Erneuerung,
5. aus den Kosten für die Bildung einer Sicherheitsrücklage.

Von diesen bereitet die Erfassung der Betriebskosten, das sind die Gestehungskosten der eigentlichen Transportleistung einschließlich Rangieren und Abfertigung, die meisten Schwierigkeiten.

Vor dem Kriege hat man diesem Problem wenig Beachtung geschenkt, und nur zu oft mußte man die Bemerkung hören: die Betriebskosten lassen sich doch nicht genau ermitteln. Sogar ein Vertreter der Verkehrswissenschaften, Sax, spricht von der Wertlosigkeit minutiöser Selbstkostenberechnung und von Tüfteleien, die für auf solche Rechnung zu gründende Wirtschaftshandlungen wertlos seien.

Die Behandlung der Frage, die nach dem Kriege mit Eifer aufgegriffen wurde, geschah in erster Linie durch die Privatarbeit einzelner Fachleute. Die Reichsbahngesellschaft hat sich diese Arbeiten zunutze gemacht und in einer Denkschrift über die Ermittelung der Selbstkosten die Lösung in einer systematischen Behandlung gesucht.

Wenn die Berechnungen in dieser Denkschrift auch der wissenschaftlichen Arbeit noch ein Feld für eine genaue und

systematische Behandlung der Selbstkosten überlassen, so ist doch diese Denkschrift als eine Tat zu bezeichnen. Die Ermittelung der Betriebskosten beruht auf einer genauen Erfassung der Zug- und Rangierbewegungen infolge Lokomotiv- und Schwerkraft, und der Lauf- und Streckenwiderstände durch zeichnerische Ermittelungsverfahren sowie der durch das Personal ausgeführten Arbeiten, durch Zeitstudien. Diese Unterlagen werden dann hinsichtlich des Aufwandes an Zeit, Personal und Betriebsstoffen (Kohle, Wasser, Öl, Elektrizität) ausgewertet. Ich habe 1922 den Nachweis erbracht, daß der aus den Lokomotivkräften und den Zugwiderständen gezeichnete graphische Fahrplan die ausreichende Unterlage für die Ermittelung der eigentlichen Fahrkosten ist.

Was außerdem die Lösung des Selbstkostenproblems außerordentlich erschwert hat, ist der Umstand, daß sie keine Stütze fand in der bei der Eisenbahn gebräuchlichen Buchführung und daß bei den vielseitigen und aus einer großen Anzahl von Teilverrichtungen sich zusammensetzenden Betriebsverrichtungen eine Trennung nach Betriebsvorgängen sehr schwierig erscheint und rein buchmäßig kaum möglich ist. Es war deshalb notwendig, ein auf die Selbstkostenermittelung zugeschnittenes Buchführungssystem einzuführen.

Das Endziel der Selbstkostenermittelung ist, wie gesagt, neben der Grundlage für die Preisbildung den inneren Wirkungsgrad des Betriebes möglichst günstig zu gestalten. Es ist daher erforderlich, für gegebene Verkehrsverhältnisse die Betriebs- und Verkehrsanlagen und die Betriebsweise so zu wählen, daß das gesteckte Ziel mit einem Minimum von Kraft, Zeit und Weg erreicht wird. Dies ist nur der Fall, wenn die ganze Anlage und die Betriebsweise auf die Eigenart des zu erwartenden Verkehrs zugeschnitten ist. Wir wollen nicht Anlagen bauen und betreiben für Höchstleistungen, die vielleicht kaum in Ausnahmefällen zu erwarten sind, sondern wirtschaftlich mit möglichst einfachen Mitteln arbeitende Anlagen. Man geht hierbei zweckmäßig so vor, daß man zunächst die Verkehrs- oder Betriebsanlagen in verschiedenen Ausgestaltungen entwirft und diese Systeme für den zu erwartenden Verkehr mittels eines Betriebsplanes hinsichtlich des Verbrauches an Zeit, Personal und Betriebsstoff untersucht und hiernach die wirtschaftlichst arbeitende Anlage auswählt. Einen derartigen Betriebsplan, der vor allen Dingen die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Arbeitsvorgängen klar erkennen läßt, habe ich für einen Verschiebebahnhof erdacht und im vorigen Jahr auf der eisenbahntechnischen Tagung in Berlin erläutert.

Die Bestimmung der wirtschaftlichst arbeitenden Bahnanlage ist in der Methode analog der Ermittelung des statisch wirtschaftlichen Systems. Hier sucht man durch den Spannungsnachweis das System für eine gegebene Belastung aus, das am wenigsten Material erfordert. Es entsprechen sich hier also:

Belastung und Verkehrsaufgabe,
statisches System und Betriebsanlage,
Spannungsnachweis und Betriebsplan,
Baustoffverbrauch und Aufwand an Zeit, Personal und Betriebsstoff.

Auch zwischen der statischen und dynamischen Untersuchung besteht in der Behandlungsweise, wie ich in der Literatur mehrfach gezeigt habe, eine vollständige Analogie, die das Studium erleichtert.

Ein wirtschaftlicher Eisenbahnbetrieb auf Strecke und Bahnhöfen setzt also gründliche Kenntnis der dynamischen Zusammenhänge voraus. Es ist also eine gediegene Schulung in den Disziplinen der Mathematik und Mechanik erforderlich, falls ein Ingenieur auf dem Gebiete des Verkehrswesens schöpferisch arbeiten will. Um einen geeigneten Nachwuchs heranzubilden, ist daher den Studierenden ebenso wie für die Baukonstruktionen das statische Denken für eine wirtschaftliche Güterverteilung durch das Transportwesen eine in der Dynamik geschulte Denkweise anzuerziehen. Für die Beantwortung der wirtschaftlichen Fragen im Verkehrswesen genügt es keinesfalls, daß man als Verkehrspolitiker von dem technisch-wirtschaftlichen Geiste nur einen Hauch verspürt.

DIE PLATTENBALKENBRÜCKEN AUS EISENBETON UNTER EISENBAHNGLEISEN NACH DEN NEUEN EISENBETONVORSCHRIFTEN 1925.

Von Dipl.-Ing. Otto Skall, Oberingenieur der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig.

Übersicht. Mitteilung über die größten bisher erreichten Spannweiten bei Eisenbahnbalkenbrücken aus Eisenbeton in Deutschland unter Hinweis auf die Höchstleistungen bei Straßenbrücken. Angabe der einschlägigen geplanten neuen deutschen Eisenbetonvorschriften. Übliche Querschnittsformen. Bemerkungen über den erforderlichen rechnerischen Nachweis der Rißsicherheit, Vergleich zwischen Berechnung nach alten und neuen Vorschriften, Vorschlag über Einführung der Melanschen Rechnungsweise nach Stadium Ia. Rechnerische Ermittlung der Grenzspannweite für eine einfache, frei aufgelagerte Gleisträgerbrücke mit Nachweis der vorhandenen Rißsicherheit. Besprechung der Grenzspannweiten für Durchlaufträgerbrücken. Vergleich der Rißsicherheit zwischen einfach und doppelt bewehrten Plattenbalkenquerschnitten und Ermittelung der Grenzspannweite für doppelt bewehrte Eisenbahnbalkenbrücken. Grenzspannweite für frei aufgelagerte Zwillingsträgerbrücken. Einfluß der Neben- und Anfangsspannungen, besonders der Schwindspannungen unter Berücksichtigung der neuesten Versuche mit hochwertigem Zement. Schlußsatz.

Nach Mitteilung von Prof. Löser im „Bauingenieur" 1925, Heft 6, S. 222, enthalten die neuen Eisenbetonvorschriften nicht mehr die alte Forderung, daß bei Balken unter Eisenbahngleisen $\sigma_{bz} \leq 24$ kg/cm² bleiben und, daß diese Spannung nachgewiesen werden muß. An ausgeführten Bauwerken sei erkannt worden, daß diese Spannung allein keinen Maßstab für die Rißsicherheit gibt.

Diese Erleichterung wird zur Folge haben, daß man im Bau von Eisenbetonbalkenbrücken für Eisenbahnverkehr in Zukunft größere Spannweiten wird erreichen können, als bisher bei Einhaltung der Forderung des Nachweises von $\sigma_{bz} = 24$ kg/cm² möglich war. Zunächst muß jedoch die Frage beantwortet werden, welche größte Spannweite bisher bei Eisenbahnbrücken ausgeführt worden ist. Darauf muß geantwortet werden, daß man in Deutschland bei frei aufgelagerten Balkenträgerbrücken über das Maß von 10 m und bei Durchlaufträgerbrücken über das von 12—14 m nicht hinausgegangen ist.

Im Jahre 1914 ist im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens in technischer Beziehung" im 15. Ergänzungsband (Kreidels Verlag, Wiesbaden) eine vom Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen herausgegebene Schrift über die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetons bei den Bauten der Eisenbahnen erschienen. Aus der in dieser Schrift enthaltenen Zusammenstellung ergibt sich, daß Platten- und Plattenbalkenbrücken nur für kleine Stützweiten bis zu etwa 10 m zur Ausführung kamen.

Im Jahrgang 1922 von „Beton und Eisen" berichtet Dr. Schaechterle auf S. 133, daß die weitgespannteste Eisenbahnbalkenbrücke Württembergs als Dreifeldträger mit Spannweiten 12,55—14,10—12,55 m ausgeführt ist (Bahnbrücke über die Waldseer Straße in Biberach).

Während der Kriegsjahre sowie auch in der Nachkriegszeit ist der Eisenbetonbrückenbau in Deutschland sehr stillgestanden, und wenn irgend ein Bauwerk zur Ausführung gekommen ist, so durfte darüber nichts veröffentlicht werden. Die vorhandene Literatur über Eisenbahnbalkenbrücken ist also sehr mangelhaft und es ist zurzeit vollständig unmöglich,

einen Überblick über die bisher erzielten Höchstleistungen im Bau von Eisenbahnbalkenbrücken aus Eisenbeton zu gewinnen. Sehr wertvolle Anregungen über die Vereinheitlichung des Brückenbauwesens in Mitteleuropa hat Prof. Dr. Schönhöfer im „Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens in technischer Beziehung", Jahrgang 1918, S. 373, gegeben, die im Interesse der weiteren Entwicklung des Eisenbetonbrückenbaues beachtet werden sollten.

Zum Vergleich mögen die aus der Zeitschriftenliteratur bekannten Höchstleistungen im Bau von Eisenbetonbalkenbrücken für Straßenverkehr erwähnt werden. Die Stadt Pforzheim in Baden besitzt einige sehr weit gespannte Balkenbrücken. Die Roßbrücke über die Enz in Pforzheim hat 28 m weit gespannte frei aufgelagerte Hängegurtträger nach Bauart Prof. Möller (ausgeführt 1909/1910 von Rud. Wolle, Leipzig) und ist in „Beton und Eisen", 1912, S. 186 und im „Betonkalender" 1925, II. Teil, S. 183 beschrieben. Eine andere Straßenbrücke über die Enz in Pforzheim, die auch vor dem Kriege ausgeführt wurde, hat Dreifeldträger mit Spannweiten von 26—32 m. Bei Anordnung von Auslegerträger- und Rahmenträgerbrücken ist man bei Straßenbrücken sogar bis zu 47,50 m gegangen (Magazinbrücke über die Brahe, „Beton und Eisen", 1917, Nr. 7/8).

Daß man bei Eisenbahnbrücken so große Weiten nicht überspannen wird, leuchtet ohne nähere Begründung ein, doch erscheint die Frage wichtig, welche größte Spannweiten man unter Einhaltung der neuen Vorschriften ausführen kann, und wie weit man wirklich spannen soll.

Die neuen Eisenbetonvorschriften enthalten bezüglich Eisenbahnbrücken weiter die Bedingungen, daß der Durchmesser der Eisen 40 mm nicht überschreiten soll und daß nicht mehr als 2 Lagen übereinander angeordnet werden dürfen. Die Bettung, gerechnet von der Oberkante der tragenden Teile bis zur Schwellenoberkante, muß mindestens 50 cm betragen. Mit Berücksichtigung dieser Einschränkungen wird sich demnach sowohl in bezug auf Zugeisenquerschnitt als auch in bezug auf Balkenbreite von selbst ein Grenzwert ergeben.

Die Plattenbalkenbrücken unter Gleisen werden nach zwei Querschnittsformen ausgeführt. Entweder wird jede Schiene durch einen Rippenbalken oder durch Zwillingsträger unterstützt. Zumeist findet man erstere Anordnung ausgeführt, während die mit Zwillingsträgern neben ersterer in den Normalien der österreichischen Baudirektion enthalten ist. (Siehe Nowak, „Der Eisenbetonbau bei den neuen von der Eisenbahnbaudirektion ausgeführten Bahnlinien Österreichs".) Die nachfolgenden Untersuchungen sollen sich jedoch nur auf einfache Gleisträgerbrücken beziehen.

Wenn die alten Vorschriften den Nachweis der Betonzugspannungen verlangten, so ist man damals von der Ansicht ausgegangen, daß die Rißerscheinungen ihren Hauptgrund in der zu geringen Biegungszugfestigkeit des Betons haben. Die Biegungszugfestigkeit des Betons kann nach bisherigen Versuchen im Mittel mit 30 kg/cm² angenommen werden. Alle bisherigen Versuche mit Plattenbalken haben ergeben, daß bei keinem Eisenbetonkörper eine unbedingte Rißsicherheit vorhanden ist. (Vergleiche die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Heft 54.) Die ersten Risse, die nach den Ergebnissen der Rechnung auftreten, sind aber so fein, daß man sie nur durch mikroskopische Beobachtung wahrnehmen kann, und sie üben auch auf den Bestand und die Tragfähigkeit des Bauwerkes keinerlei schädliche Wirkung aus. Will man die Rißbildung auf ein Geringstmaß beschränken, so müssen die Betonzugspannungen jedenfalls unter 30 kg/cm² bleiben, welche Zahl aber schon als Grenzwert der Betonzugfestigkeit zu betrachten ist. Wenn man nach der alten Vorschrift $\sigma_{bz} = 24$ kg/cm² nicht überschreiten durfte, so ist damit nicht gesagt, daß die nach dieser berechneten Brücken absolut rissefrei geblieben sind. Es gibt kein Mittel, die feinen Haarrisse, die man aber mit unbewaffnetem Auge nicht sehen kann, vollständig hintanzuhalten.

Durch die Begrenzung der Eisenzugspannung bis zu $\sigma_e = 800$ kg/cm² ist ein Mittel gegeben, die Rißgefahr zu vermindern.

Nach Angaben von Saliger in seinem Buch „Eisenbeton", 4. Auflage, S. 138, kann als rechnerische Bedingung der Rißsicherheit folgende Gleichung gelten, die eine Beziehung zwischen zulässiger Eisenspannung im Stadium II und dem Bewehrungsanteil μ bezogen auf den Rippenquerschnitt angibt:

$$\left(\sigma_{e_{II}} - \frac{250}{k}\right)\mu = 5{,}5\,.$$

k ist der Sicherheitsgrad gegen größere Rißbildungen, der für Eisenbahnbrücken mit $k = \frac{3}{4}$ eingesetzt werden kann und für sonstige rostgefährdete Tragwerke mit

$$k = \frac{1}{2} - \frac{2}{3}\,.$$

Für $\sigma_{e_{II}} = 800$ kg/cm² und $k = \frac{3}{4}$ folgt $\mu = 1{,}2$.

Eine weitere Frage, die zur Beurteilung der wirklich vorhandenen Rißsicherheit zu beantworten wäre, ist die der tatsächlichen Spannungsverteilung im Rippenquerschnitt.

Nach Versuchen von Mörsch (Der Eisenbetonbau I. Band, S. 337) an der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart wurde festgestellt, daß die nach Stadium I berechneten Querschnitte die Betonzugspannung etwa 1,5 mal zu groß ergaben.

Wenn also nach der alten Vorschrift eine rechnungsmäßige Betonzugspannung von 24 kg/cm² nachgewiesen war, so wäre nach diesen Versuchsergebnissen auf eine wirkliche von etwa 16 kg/cm² zu schließen.

In den österreichischen Eisenbetonvorschriften für Brücken ist die Spannungsverteilung im Stadium I a zugrunde gelegt, die nach Annahme von Melan einen konstanten Elastizitätskoeffizienten E_{bz} einführt, der aber kleiner ist als der Druckelastizitätskoeffizient E_b. Nach den österreichischen Vorschriften ist die Verhältniszahl mit

$$n_{bz} = \frac{E_{bz}}{E_b} = \frac{56\,000}{140\,000} = 0{,}4$$

anzunehmen.

Im Buch von Mörsch, I. Bd. S. 318, ist die Berechnungsweise nach Melan mit der der österreichischen Vorschriften identisch bezeichnet. Nach den genannten Versuchen von Mörsch (I. Bd., S. 341) hat die Berechnungsweise der österreichischen Vorschriften die Betonzugspannungen um 11 vH zu klein ergeben. Rechnet man auf Grund der tatsächlichen Versuchsergebnisse den entsprechenden Wert n_{bz}, so ermittelt sich hierfür 0,5. Auf S. 358 sagt Mörsch im I. Band: „Mehr noch wie beim rechteckigen Querschnitt führt die Melansche Rechnung beim Plattenbalken zu einer Unterschätzung der tatsächlich auftretenden Zugspannungen des Betons". Diese Behauptung könnte meines Erachtens nur in bezug auf die Annahme von n_{bz} der österreichischen Vorschriften aufgestellt werden, nicht aber für die Melansche Rechnungsweise. Gerade diese Versuche zeigen, daß die alte deutsche Vorschrift zu ungünstig war und die Melansche Rechnungsweise die tatsächlichen Verhältnisse berücksichtigt, wenn man nur den Wert n_{bz} mit den aus Versuchsergebnissen gewonnenen Werten für E_{bz} und E_b richtig einsetzt. Es erscheint mir daher sehr wünschenswert, wenn der Nachweis der Betonzugspannungen nach Stadium Ia mit der Melanschen Spannungsverteilung bei jeder statischen Untersuchung einer Eisenbahnbalkenbrücke durchgeführt wird, um einen Aufschluß über die tatsächlichen Betonzugspannungen zu erhalten.

Es soll nun an einem Rechnungsbeispiel gezeigt werden, bis zu welchen Spannweiten man nach den neuen Vorschriften gehen kann.

Als höchste Bewehrung für eine Rippe werden zwei Lagen mit je 10 Stück 40 mm Ø zugrunde gelegt, somit:

$$f_e = 20 \,.\, 12{,}57 = 251{,}4 \text{ cm}^2$$

und für beide Rippen $f_e = 2 \,.\, 251{,}4 = 502{,}8$ cm².

Will man 10 Eisen in einer Reihe bequem unterbringen, so ist die Breite der Rippe mit mindestens 80 cm zu wählen.

Für die Annahme der Balkenbreite von Eisenbahnbrücken empfiehlt Melan die Formel $b_0 = 0{,}25 + 0{,}2\ h$, aus der sich bei Einsetzung von $b_0 = 0{,}80$ m, $h = 2{,}75$ m ergibt. Es soll jedoch die Rechnung für eine Balkenhöhe von 2,50 m durchgeführt werden.

Abb. 1.

Der Bewehrungsprozentsatz berechnet sich mit $\mu = \frac{251{,}4}{80 \cdot 250} = 0{,}0125 = 1{,}25$ vH. Die aus der Gleichung von Saliger folgende Bedingung der Rißsicherheit ist somit erfüllt.

Ständige Belastung:
(Siehe Abb. 1, mit H = 250 cm, b_0 = 80 cm.)

Schotterbett	4,05 · 0,5 · 1,9 =	3,85 t/m
Randbalken	2 · 0,3 · 0,55 · 2,4 =	0,79 „
Platte	0,25 · 4,55 · 2,4 =	2,72 „
Rippen	2 · 0,8 · 2,25 · 2,4 =	8,60 „
Plattenschrägen	2 · 0,2 · 0,2 · 2,4 =	0,19 „
		16,15 t/m

Angenommener Hebelarm der inneren Kräfte:

$$z = 0{,}9 \cdot 241 = 216{,}9 \text{ cm.}$$

Das Größtmoment, das dieser Querschnitt aufnehmen kann, ist aus der Bedingungsgleichung zu errechnen:

$$M_{max} = F_e\, \sigma_{e_{II}} \cdot z = 502{,}8 \cdot 800 \cdot 216{,}9 = 87\,500\,000 \text{ cm/kg.}$$

Mit Benutzung der Tabelle der Biegungsmomente einfacher Balkenbrücken für Haupteisenbahnen infolge der Verkehrsbelastung nach der BO (Taschenbuch für Bauingenieure, 4. Auflage, S. 1805) kann aus diesem Größtmoment die zugehörige Stützweite des frei aufliegenden Trägers ermittelt werden, die sich mit $l = 17$ m ergibt.

Untersuchung für Stadium II:

Die Nullinie folgt aus der Gleichung zweiten Grades:

$$(295 \cdot 25 + 160\,x + 15 \cdot 502{,}8)\,x = 295 \cdot 25 \cdot 12{,}5 + 160\,\frac{x^2}{2} + 15 \cdot 502{,}8 \cdot 241$$

$$x = 87 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot (455 \cdot 87^3 - 295 \cdot 62^3) + 15 \cdot 502{,}8 \cdot 154^2 = 408\,000\,000 \text{ cm}^4.$$

Das Moment wird mit rund 880 mt eingesetzt.

$$\sigma_b = \frac{88\,000\,000}{408\,000\,000} \cdot 87 = 0{,}215 \cdot 87 = 19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 0{,}215 \cdot 241 = 775 \text{ kg/cm}^2.$$

Die gewählten Betonabmessungen sind reichlich eingesetzt, insbesondere die Plattenstärke, die rechnerisch schwächer genügte, doch zur besseren Aussteifung mit 25 cm Stärke angenommen ist. Dieses Beispiel soll auch nur zur Ableitung allgemeiner Entwurfsgrundlagen dienen.

Untersuchung für Stadium I ($E_{bz} = E_b$):

$$x = \frac{295 \cdot 25 \cdot 12{,}5 + 250 \cdot 80 \cdot 2 \cdot 125 + 15 \cdot 502{,}8 \cdot 241}{295 \cdot 25 + 250 \cdot 80 \cdot 2 + 15 \cdot 502{,}8} = 126 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot (455 \cdot 126^3 - 295 \cdot 101^3 + 160 \cdot 124^3) + 15 \cdot 502{,}8 \cdot 115^2$$

$$= 393\,000\,000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bz} = \frac{88\,000\,000}{393\,000\,000} \cdot 124 = \text{rd. } 28 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach den alten Eisenbetonvorschriften wäre der gewählte Querschnitt unzulässig, da $\sigma_{bz} > 24$ kg/cm² ist, während er nach den neuen Vorschriften ausgeführt werden darf.

Zur Beurteilung der tatsächlich auftretenden Betonzugspannungen wird noch die Untersuchung nach Melan durchgeführt, also nach Stadium Ia, für

$$n_{bz} = 0{,}5.$$

Nach Mörsch I. Bd., S. 320:

$$x^2 + x \cdot 2\,\frac{15 \cdot 502{,}8 + 25 \cdot 295 + 0{,}5 \cdot 2 \cdot 80 \cdot 250}{2 \cdot 80\,(1 - 0{,}5)} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 502{,}8 \cdot 241 + 25^2 \cdot 295 + 0{,}5 \cdot 2 \cdot 80 \cdot 250^2}{2 \cdot 80\,(1 - 0{,}5)},$$

hieraus folgt x = 110 cm.

$$J = \frac{455 \cdot 110^3}{3} - \frac{295 \cdot 85^3}{3} + 0{,}5 \cdot \frac{160 \cdot 140^3}{3} + 15 \cdot 502{,}8 \cdot 131^2$$

$$= 343\,500\,000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bz} = \frac{88\,000\,000}{343\,500\,000} \cdot 140 \cdot 0{,}5 = 18 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Annahme einer Biegungszugfestigkeit von 30 kg/cm² wäre daher nahezu 1,1 fache Rißsicherheit vorhanden.

Die Spannweite von 17 m kann daher mit frei aufliegenden Eisenbetonplattenbalken unbedenklich überbrückt werden. Die angenommene Balkenhöhe ist hierbei mit 250 cm rd. $\frac{1}{7}$ der Stützweite.

Wie aus der vorstehenden Berechnung hervorgeht, sind die Betondruckspannungen nicht voll ausgenützt. Soll daher $\sigma_b = 40$ kg/cm² erreicht werden, so wird man die Balkenhöhe ermäßigen, was aber zur Folge hat, daß sich ein größerer Zugeisenquerschnitt ergibt und daher auch eine größere Rippenbreite. Eine angenäherte Dimensionierung für $\sigma_b/\sigma_e = {}^{40}/_{800}$ kg/cm² liefert bei einer Balkenhöhe von 2 m einen erforderlichen Eisenquerschnitt von Fe = 2 × 320 cm² = 640 cm². Werden in jeder Rippe 26 St. 40 mm Dmr. verlegt, so ist

$$F_e = 2 \cdot 26 \cdot 12{,}56 = 650 \text{ cm}^2.$$

Zur bequemen Unterbringung dieser Eisen in 2 Lagen muß der Balken mindestens 1 m breit sein.

Mit diesen Annahmen werden die Spannungsuntersuchungen für die 3 Stadien nochmals durchgeführt.

Die Belastung wird durch die Ermäßigung wenig geändert, da durch die Verminderung der Höhe eine Verbreiterung des Balkens nötig ist und dadurch ein Ausgleich geschaffen wird.

Stadium II.

$$(255 \cdot 25 + 200\,x + 15 \cdot 650)\,x = 255 \cdot 25 \cdot 12{,}5 + 200\,\frac{x^2}{2} + 15 \cdot 650 \cdot 190$$

$$x^2 + 161{,}25\,x = 19321{,}875; \quad \text{hieraus } x = 80 \text{ cm.}$$

$$J_{II} = \frac{1}{3}\,(455 \cdot 80^3 - 255 \cdot 55^3) + 15 \cdot 650 \cdot 110^2 = 181\,486\,458 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{87\,500\,000}{181\,486\,458} \cdot 80 = 0{,}485 \cdot 80 = 39 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 0{,}485 \cdot 110 = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Stadium I.

$$x = \frac{255 \cdot 25 \cdot 12{,}5 + 2 \cdot 100 \cdot 200 \cdot 100 + 15 \cdot 650 \cdot 190}{255 \cdot 25 + 2 \cdot 100 \cdot 200 + 15 \cdot 650} = 106 \text{ cm.}$$

$$J_I = \frac{1}{3}\,(455 \cdot 106^3 - 255 \cdot 81^3 + 2 \cdot 100 \cdot 94^3) + 15 \cdot 650 \cdot 84^2$$

$$= 189\,872\,233{,}3 + 68\,796\,000 = 258\,668\,233{,}3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bz} = \frac{87\,500\,000}{258\,668\,233{,}3} \cdot 94 = 0{,}338 \cdot 94 = 32 \text{ kg/cm}^2.$$

Stadium Ia (nach Melan).

$$x^2 + x\,2 \cdot \frac{15 \cdot 650 + 25 \cdot 255 + 0{,}5 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 200}{2 \cdot 100\,(1 - 0{,}5)}$$
$$= \frac{2 \cdot 15 \cdot 650 \cdot 190 + 25^2 \cdot 255 + 0{,}5 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 200^2}{2 \cdot 100\,(1 - 0{,}5)}$$

$x = 94{,}75$ cm

$$J_{Ia} = \frac{1}{3}\,(455 \cdot 94{,}75^3 - 255 \cdot 69{,}75^3 + 0{,}5 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 105{,}25^3) + 15 \cdot 650 \cdot 95{,}25^2$$
$$= 62\,333\,333{,}3 + 88\,900\,000 = 151\,233\,333{,}3 \text{ cm}^4$$
$$\sigma_{bz} = 0{,}5 \cdot \frac{87\,500\,000}{151\,233\,333{,}3} \cdot 95{,}25 = \underline{27{,}5 \text{ kg/cm}^2.}$$

Die Spannungsuntersuchung zeigt, daß in bezug auf die Betonzugfestigkeit gerade noch 1-fache Sicherheit vorhanden ist,

Als Ergebnis dieser Untersuchung kann daher zusammengefaßt werden, daß eine eingleisige frei aufgelagerte Plattenbalkenbrücke von 17 m Stützweite mit zwei Gleisträgern von $\frac{1}{8{,}5} = 2{,}0$ m Gesamthöhe, 25 cm Druckplattenstärke und Bewehrung von 1,625 vH des Balkenquerschnittes mit hinreichender Rißsicherheit unter Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen ausgeführt werden kann.

Man sieht aber auch, daß die bei Ausnutzung der zulässigen Spannungen bemessene Brücke eine 1,5 mal so große Betonzugspannung liefert, als die mit größeren Balkenhöhen. Es wird sich also zwecks Erhöhung der Rißsicherheit empfehlen, bei freier Wahl der Balkenhöhe die Betondruckspannungen nicht voll auszunutzen.

Für **weitgespannte Durchlaufträger** wird nur der Zweifeldträger in Betracht kommen, da größere Längen als 30—40 m nicht in einem Zuge ohne Trennungsfuge empfehlenswert sind. Es wird daher nur die Grenzspannweite für den Zweifeldträger zu bestimmen sein, die sich bei Annahme gleicher Feldweiten angenähert leicht bestimmen läßt. Rechnet man mit einem Belastungsgleichwert der Verkehrslast, so entspricht dem Grenzmoment für den frei aufgelagerten Balken von 17 m Stützweite eine gleichförmig verteilte Last q = rd 24,22 t/m. Der Belastungsgleichwert der Verkehrslast ist nach Tabelle im ,,Taschenbuch für Bauingenieure" $p = 8{,}25$ t/m, und das Verhältnis $\frac{g}{q} = \frac{16}{2\ 2[illegible]} = 0{,}66$. Für dieses Verhältnis ergibt sich aus der Tabelle für Zweifeldträger im ,,Taschenbuch für Bauingenieure", 3. Aufl., S. 756:

$$M = \frac{1}{12{,}9} \cdot 24{,}25 \cdot l^2.$$

Es muß daher sein: $\frac{1}{12{,}9} \cdot 24{,}25 \cdot l^2 = 875$

$$l = \sqrt{\frac{12{,}9 \cdot 875}{24{,}25}} = 21{,}5 \text{ m.}$$

Die Hauptschwierigkeit, die jedoch bei der Verwirklichung einer so großen Spannweite zu überwinden ist, liegt aber in der Bemessung des Stützquerschnittes, da das Stützmoment für den Zweifeldträger $M_s = -\frac{1}{8}\,z\,l^2$ ist und nur ein Rechtecksquerschnitt zur Verfügung steht. Es muß wieder die Bedingung erfüllt sein, daß nicht stärkere Eisen als 40 mm in höchstens zwei Lagen verwendet werden und daß keine höheren Spannungen als $\sigma_b/\sigma_e = 40/800$ auftreten, um die Rißsicherheit zu gewährleisten. Diesen Bedingungen wird nur durch übermäßig hohe Vouten beizukommen sein, deren praktische Ausführung vom wirtschaftlichen Standpunkte fraglich erscheint. Man wird daher bei Eisenbahnbalkenbrücken aus Eisenbeton auf Durchlaufträger nur bei kleineren Stützweiten zurückkommen.

Man könnte noch die Frage aufwerfen, ob bei beschränkter Bauhöhe eine niedrigere Trägerhöhe bei doppelt bewehrtem Querschnitt bis zu der ermittelten Grenzspannweite von 17 m auch rissesicher ausgeführt werden kann. Diese Frage muß verneint werden, da damit eine Vergrößerung des Zugeisenquerschnittes sowie auch eine Vergrößerung der Betonzugspannungen verbunden sind.

Bei einer Spannweite von 16,5 m kann bei $\frac{1}{9{,}7}\,1650 = 170$ cm Trägerhöhe mit derselben Zugeiseneinlage wie vor ein den Vorschriften entsprechender doppelt bewehrter Querschnitt konstruiert werden, wobei sich die Druckbewehrung für eine Rippe mit $\frac{45}{2} = 22{,}5$ cm² errechnet.

Für eine eingleisige Eisenbahnbalkenbrücke von 16 m Stützweite, deren Trägerhöhe $^1/_{10}$ der Stützweite ist, ergibt die Dimensionierung unter Ausnutzung der zulässigen Spannungen im Stadium II eine

Zugeiseneinlage $F_{ez} = 2 \cdot 25$ St. 40 ∅ = 628 cm²
Druckeiseneinlage $F_{ed} = 2 \cdot 6$ St. 28 ∅ = 73,92 „
$H = 160$ cm; $b_0 = 100$ cm.

Untersuchung für Stadium II:

$$(255 \cdot 25 + 200\,x + 15 \cdot 701{,}9)\,x = 255 \cdot 25 \cdot 12{,}5 + 200 \cdot \frac{x^2}{2}$$
$$+ 15\,(73{,}92 \cdot 5 + 628 \cdot 150)$$
$$x = 64{,}5 \text{ cm}$$
$$J_{II} = \frac{1}{3}\,(455 \cdot 64{,}5^3 - 255 \cdot 39{,}5^3) + 15\,(73{,}92 \cdot 59{,}5^2 + 628 \cdot 85{,}5^2)$$
$$= 108\,673\,333{,}3 \text{ cm}^4$$
$$\sigma_b = \frac{68\,000\,000}{108\,673\,333{,}3} \cdot 64{,}5 = 40 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = 15 \cdot 0{,}625 \cdot 85{,}5 = 800 \text{ kg/cm}^2$$

Stadium I.

$$x \cdot (255 \cdot 25 + 200 \cdot 160 + 15 \cdot 701{,}9) = 255 \cdot 25 \cdot 12{,}5$$
$$+ 200 \cdot 60 \cdot 80 + 15 \cdot 73{,}92 \cdot 5 + 15 \cdot 628 \cdot 150$$
$$x = \frac{4\,058\,231{,}5}{48\,903{,}5} = 83 \text{ cm}$$
$$J_I = \frac{1}{3}\,(455 \cdot 83^3 - 255 \cdot 58^3 + 200 \cdot 77^3)$$
$$+ 15 \cdot 73{,}92 \cdot 78^2 + 15 \cdot 628 \cdot 67^2$$
$$= 150\,716\,666{,}6 \text{ cm}^4$$
$$\sigma_{bz} = \frac{68\,000\,000}{150\,716\,666{,}6} \cdot 77 = 35 \text{ kg/cm}^2.$$

Stadium Ia (nach Melan).

$$x\,[255 \cdot 25 + 200\,x + 100\,(160 - x) + 10\,528{,}5] = 255 \cdot 25 \cdot 12{,}5$$
$$+ 200 \cdot \frac{x^2}{2} + 100\,\frac{(160 - x)\,(160 + x)}{2} + 1\,108{,}8 \cdot 5 + 9420 \cdot 150$$
$$x = 38 \text{ cm}$$
$$J_{Ia} = \frac{1}{3}\,(455 \cdot 38^3 - 255 \cdot 13^3 + 100 \cdot 122^3) + 1\,108{,}8 \cdot 33^2$$
$$+ 9420 \cdot 112^2 = 188\,185\,296{,}5 \text{ cm}^4$$
$$\sigma_{bz} = \frac{68\,000\,000}{188\,185\,296{,}5} \cdot 122 \cdot 0{,}5 = 22 \text{ kg/cm}^2$$

An diesem Beispiel ist wieder gezeigt worden, daß eine nach den alten Bestimmungen wegen Überschreitung der zugelassenen Betonzugspannung unzulässige Ausführung doch noch 1,0-fache Rissesicherheit besitzt, wenn man die Melansche Rechnungsweise als den tatsächlichen Spannungsverhältnissen entsprechende zugrunde legt.

Von Interesse ist noch ein zahlenmäßiger Vergleich zwischen einfach und doppelt bewehrten Querschnitten mit verschiedener Stärke der oberen Eiseneinlagen hinsichtlich der Rissesicherheit. Als Beispiel wird eine Brücke von 12 m Stützweite angenommen.

Beim einfach bewehrten Brückenquerschnitt mit $\frac{1200}{9{,}2}$ = 130 cm Balkenhöhe, 60 cm Balkenbreite und $F_e = 425$ cm²

Gesamteisenquerschnitt werden im Stadium II die zulässigen Spannungen $\sigma_b/\sigma_e = 40/1200$ erreicht. Nach Stadium I a errechnet sich die Betonzugspannung mit 24 kg/cm². Der mit $F_{ez} = 540$ cm² und $F_{ed} = 245$ cm² doppelt bewehrte Querschnitt erfordert unter Ausnutzung der Spannungen im Stadium II eine Balkenhöhe von 100 cm und eine Balkenbreite von 70 cm. Die Betonzugspannung ist hierfür im Stadium I a mit 27 kg/cm² errechnet worden.

Es folgt also daraus, daß beim doppelt bewehrten Querschnitt bei F_{ed} etwa ½ F_{ez} eine um 13 vH höhere Betonzugspannung auftritt, somit seine Rissesicherheit um 12 vH geringer ist, als beim einfach bewehrten Querschnitt.

Wie eingangs erwähnt, sind bisweilen auch Zwillingsträger vorgeschlagen worden, besonders von der Österreichischen Eisenbahn-Baudirektion. Wie eine Überlegung lehrt, können jedoch Zwillingsträger nur für die kurzen Spannweiten bis zu etwa 13 m Höchstgrenze überhaupt in Frage kommen. Größere Spannweiten erfordern entsprechend große Balkenbreiten, so daß die beiden Rippen jedes Gleisstranges von selbst in einen Balken übergehen. Bei kleinen Spannweiten unter 13 m ist von Fall zu Fall die Wirtschaftlichkeit der Zwillingsträgerbrücke zu überprüfen, und bei genügend verfügbarer Bauhöhe erscheint mir die einfache Gleisträgerbrücke billiger. Es lassen sich diesbezüglich kaum feststehende Regeln aufstellen, da die Zweckmäßigkeit der einen oder der anderen Ausführung nur durch Vergleichsrechnung nachgewiesen werden kann. Ohne weiteres ist aber einzusehen, daß die Zwillingsträgerbrücke bedeutend mehr Schalarbeit erfordert als die einfache Gleisträgerbrücke.

Für eine 12 m weit gespannte Brücke erfordert ein Zwillingsträgerquerschnitt mit doppelter Bewehrung 1 m hohe, 0,40 m breite Balken mit $F_{ez} = 550$ cm² und $F_{ed} = 240$ cm². Der Querschnitt für die einfache Gleisträgerbrücke ist bereits im Vorstehenden genau angegeben worden. Der Kostenvergleich schließt zugunsten der einfachen Gleisträgerbrücke ab, da die Zwillingsträgerbrücke um etwa 40 vH teurer wird als erstere.

Es kann somit als feststehend angenommen werden, daß Zwillingsträgerbrücken nur unter 10 m Stützweite einen wirtschaftlichen Vergleich mit der einfachen Anordnung aushalten und bei Spannweiten über 13 m überhaupt ausscheiden. Bei Spannweiten zwischen 10 und 13 m wird man auf Zwillingsträger schließlich nur dann kommen, wenn beschränkte Bauhöhenverhältnisse vorliegen und man genötigt ist, stark doppelt bewehrte Balken auszuführen.

Sämtliche bisher angestellten Überlegungen und Berechnungen behandelten die unter dem Einflusse der ständigen Last und der Verkehrslast auftretenden Spannungen ohne Berücksichtigung der Nebenspannungen. Als solche kommen in Frage die aus den Brems- und Anfahrtskräften, dem Einfluß der Wärmeschwankungen und des Schwindens herrührenden Spannungen. Letztere werden auch als Anfangsspannungen bezeichnet, da sie in den ersten Wochen der Abbindezeit besonders in Erscheinung treten.

Die Bremskräfte spielen bei den frei aufgelagerten Eisenbahnbalkenbrücken sowie auch bei denen mit Zwei- oder Dreifeldträgern eine ganz untergeordnete Rolle und können bei Berechnung des Brückentragwerkes vernachlässigt werden, da es sich nur um Reibungskräfte handelt, die auf die Pfeiler und Widerlager übertragen werden. Auch die Wärmeeinflüsse können bei den statisch bestimmt gelagerten Eisenbahnbalkenbrücken unberücksichtigt bleiben, während sie bei den statisch unbestimmten Tragwerken (Bögen und Rahmen) Änderungen in der Größe der statisch unbestimmten Größen und damit auch der Momente hervorrufen und daher nicht vernachlässigt werden dürfen.

Das Schwinden des Betons ist bei allen Eisenbetonbauwerken, insbesondere bei solchen, die dem Einfluß der Witterung ausgesetzt sind, die unangenehmste Eigenschaft, da dadurch ganz bedeutende Betonzugspannungen hervorgerufen werden, die zu den aus den äußeren Kräften entstehenden hinzukommen und zu Überschreitung der Betonzugfestigkeit führen, wenn nicht durch langsames Austrocknen und dauerndes Feuchthalten während der ersten drei Monate das Schwindmaß des Betons herabgesetzt wird.

Bei den statisch bestimmt gelagerten Tragwerken des Hochbaues braucht bei Ermittelung der inneren Spannungen auf das Schwinden keine Rücksicht genommen zu werden, was im Wortlaut der amtlichen Bestimmungen klar zum Ausdruck kommt, bei statisch bestimmt gelagerten Tragwerken des Brückenbaues jedoch aus den folgenden Gründen auch als geltend angenommen werden kann. Die Betonzugspannungen brauchen nicht rechnerisch nachgewiesen zu werden und der Festigkeitsberechnung liegt das Stadium II zugrunde, das bereits Risse im gezogenen Beton voraussetzt. Was die Anfangsdruckspannung im Eisen betrifft, so hat diese nur für die Druckbewehrungen eine Bedeutung, bedarf aber in der Regel kaum einer besonderen Rücksichtnahme, da man die zulässige Spannung im Eisen der Druckbewehrung ohnehin nie ausnutzen kann. Für $\sigma_b = 40$ kg/cm² wird die Eisenspannung höchstens $15 \cdot 40 = 600$ und zuzüglich der Anfangsspannung nicht viel höher als 1000 kg/cm².

Bei statisch unbestimmten Tragwerken ist aber dem Einfluß des Schwindens auf die statisch unbestimmten Größen durch die Annahme eines Wärmeabfalls von 15° Rechnung zu tragen, wobei als Wärmeausdehnungszahl für Beton $1:10^5$ anzunehmen ist. Die zulässigen Spannungen von $\sigma_b/\sigma_e = 40/800$ kg/cm² dürfen bei Berücksichtigung aller Einflüsse (Brems- und Anfahrkräfte, Wärmeschwankungen und Schwinden) um 30 vH erhöht werden. Dabei dürfen aber die bei Außerachtlassung dieser Kräfte errechneten Spannungen $\sigma_b/\sigma_e = 40/800$ kg/cm² nicht überschreiten.

Besonderer Erwähnung sei noch den Schwindmessungsversuchen mit Probekörpern aus hochwertigem Beton von Prof. Rüth der Technischen Hochschule Darmstadt getan (siehe Bauingenieur 1924, Heft 7). Diese Versuche haben ergeben, daß die Schwindung des hochwertigen Betons rascher erfolgt als bei normalem Portlandzementbeton, ohne das Gesamtmaß der Schwindung zu übersteigen.

Aus diesen Versuchen folgt, daß die Verwendung des hochwertigen Zementes auch beim Bau von Eisenbahnbalkenbrücken sehr ratsam erscheint.

Mit diesen Erörterungen glaube ich in großen Zügen ein Bild entworfen zu haben, in welchen Grenzen sich der Bau von Eisenbahnbalkenbrücken in den nächsten Jahren bewegen kann, und es wäre im Interesse des Fortschrittes des Eisenbetonbaues zu begrüßen, wenn auch im Eisenbahnbalkenbrückenbau in Zukunft größere Leistungen als bisher verzeichnet werden könnten.

Nach Beendigung der vorliegenden Abhandlung ist dem Verfasser das Sonderheft des „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ vom 30. März 1924, Heft 6 („Die Eisenbahnbrücke“) in die Hände gekommen. Auf Seite 152 daselbst ist auch eine kurze Mitteilung über Eisenbahnbrücken in Eisenbeton zu finden, die der französischen Zeitschrift „Le Ciment“ 1924, Nr. 10 entnommen ist. Wie aus diesem Bericht hervorgeht, sind auf der 300 km langen neuerbauten Eisenbahnlinie Tanger—Fez zahlreiche Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton ausgeführt worden. Als größte Stützweite erscheinen 18 m für Ausführung als Balkenbrücken mit zwei Balken von je 1,50 m Balkenhöhe, 0,50 m Balkenbreite und 4,50 m Lichtweite zwischen den Geländern. Diese Brücke kann aber mit ihren verhältnismäßig geringen Querschnittsabmessungen keinesfalls für Belastung durch eine 5-achsige Lokomotive von 17 t Achslast berechnet sein wie die in der vorliegenden Abhandlung als höchst zulässig bezeichnete 17 m weit gespannte Brücke. Auf der Linie Lerida—Saint Girnis in den Pyrenäen sollen nach demselben Bericht Brücken bis 25 m Stützweite nach dem gleichen Typ mit Tragkraft für Lokomotiven von 100 t erbaut worden sein. Leider gehen aus diesem Berichte die Abmessungen dieser

bis zu 25 m gespannten Brücken nicht hervor, was zur Beurteilung der vorhandenen Rißsicherheit sehr wissenswert wäre.

Wenn man also bisher Eisenbahnbalkenbrücken aus Eisenbeton nur bis 10 m Stützweite gebaut hat und in der vorliegenden Arbeit gezeigt wurde, daß man bis 17 m unbedenklich gehen kann, so ist das jedenfalls ein bedeutender Sprung, und um so beruhigender wirkt die angeführte Mitteilung aus dem Heft 6 des „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens", daß derartige Spannweiten im Auslande bereits erreicht und sogar überschritten worden sind.

TAGES- UND WOCHENSPEICHERUNG.

Vergleich der wasser- und energiewirtschaftlichen Verhältnisse eines Laufwerkes mit denen eines Tages- oder Wochenspeicherwerkes.

Von Regierungsbaumeister a. D. Karl Köbler, Karlsruhe i. B.

Es soll im folgenden an Hand der Flußnutzbarkeitslinie und der Ausbaunutzbarkeitslinie, sowie mit Hilfe verschiedener neu angegebener Kennlinien die wasser- und energiewirtschaftliche Bedeutung der Tages- und Wochenspeicherung beschrieben werden.

Es ist zweckmäßig, solche Untersuchungen bei wirtschaftlichen Vorarbeiten jeweils durchzuführen, um sich Klarheit zu verschaffen über die Wirkungsweise der verschiedenen Speichermöglichkeiten, vor allem auch, wenn klargestellt werden soll, mit welcher Ausgleichsfähigkeit eine gewisse Gefällstufe auszustatten ist. Besonders grundlegend sind diese Überlegungen auch noch bei der Frage: Tages- oder Wochenspeicherung auf der einen Seite oder Veredlung der bei einem Laufwerk anfallenden Überschußkraft mit Hilfe hydraulischer Pumpenspeicherung.

Bei den folgenden Rechnungen ist angenommen, daß die Tageslastlinie ein Rechteck von der Höhe Q_x und der Breite t darstellt. Eine Mittagspause von t′ Stunden würde eine Verringerung des Beckenraumes um t′q möglich machen, solange $t' q < t_1 (Q_x - q)$, wobei $q = \frac{t\,Q_x}{24}$ zu setzen ist. Hat die Tageslastlinie die normale Form mit verschiedenen Tälern und Spitzen, so läßt sich die Größe des jeweils nötigen Tages- oder Wochenbeckens nicht mehr mit einfachen Formeln, sondern nur noch mit Hilfe der Summenlinien des 24-, 48- bzw. 168-stündigen Zuflusses und der des Verbrauches bestimmen. Es wurden hier also vereinfachte Annahmen gemacht, die indessen berechtigt erscheinen, da die Mittagspause wegen der meist durchgehenden Arbeitszeit wesentlich an Dauer abgenommen hat, und da andererseits für viele Verbrauchsgebiete mit überwiegendem Industrieanschluß die Tageslastlinie sich der hier zugrunde gelegten blockartigen Form nähert.

Unter Tagesbecken bzw. Wochenbecken ist der für den Vollausgleich entsprechend der jeweiligen Ausbauwassermenge notwendige Beckenraum verstanden, nämlich:

Q_x = Ausbauwassermenge,

t = werktägliche Betriebsstundenzahl.

$$\text{Tagesbeckeninhalt:}\quad V_T = (24 - t)\frac{t\,Q_x}{24}\cdot 3600$$

$$\text{Wochenbeckeninhalt:}\quad V_W = (48 - t)\frac{t\,Q_x}{28}\cdot 3600$$

$$\text{Sonntagsbeckenraum:}\quad V_{W-T} = \frac{t + 120}{168}\,t\,Q_x\cdot 3600$$

Es ist außerdem noch angenommen, daß die Verwertbarkeit der Kraft nur werktags gegeben ist. Den jeweiligen Zahlenbeispielen ist t = 8 Stunden zugrunde gelegt.

Das Laufwerk. Unter Zugrundelegung einer 8stündigen Betriebsdauer werktags ist die Kraftausbeute jeweils nur $\frac{6}{7}\cdot 0{,}33$ bzw. $\frac{6}{7}\cdot\frac{t}{24}$ der Gesamtarbeitsfähigkeit. Außerdem, je höher der Ausbau, je unständiger die Kraft, je größer die Leistungsschwankung, desto größer die ev. nötige Ersatzkraft und Ersatzarbeit zur Erzielung einer konstanten Kraftleistung.

Das Tagesspeicherwerk. Der Gewinn an Tagkraft durch Schaffung eines Tagesbeckens ist sehr bedeutend und wächst im Verhältnis zur Tageskrafterzeugung werktags bei Durchflußbetrieb mit wachsender Ausbauhöhe. Die Leistungsschwankung zwischen Ausbauleistung und Kleinstleistung wird bedeutend verringert, und schließlich wird der mit konstanter Ausbauleistung erzeugbare Arbeitsanteil wesentlich vergrößert, also der Gleichförmigkeitsgrad konstanter Arbeitsleistung wird im Verhältnis zum Laufwerk bedeutend verbessert. Außerdem kann das Tagesbecken bei der üblichen Ausbauhöhe den gesamten Sonntagsabfluß bei Nieder- und Kleinstwasser aufspeichern.

Das Wochenspeicherwerk. Der Mehrgewinn an Tagkraft gegenüber einem Tagesspeicherwerk ist meist bedeutungslos. Die Leistungsschwankung bei den üblichen Ausbauhöhen ist dieselbe wie beim Tagesspeicherwerk wegen der Wirkung des Tagesspeichers als Wochenspeicher bei kleiner Wasserführung. Der Gleichförmigkeitsgrad konstanter Arbeitsleistung ist nur unwesentlich besser. Der Wirkungsbereich liegt lediglich zwischen $\frac{t\,Q_x}{28}$ und $\frac{24-t}{48-t}\cdot\frac{t\,Q_x}{24}$. Während die Nutzbarmachung des Sonntagsabflusses beim Tagesspeicherwerk von 100—0 vH abnimmt, ist beim Wochenspeicherwerk die Ausnützung eine vollständige. Zur Beurteilung dieser Verhältnisse dienen die Flußnutzbarkeitslinien, die Ausbaunutzbarkeitslinie, die Kennlinien für den Gleichförmigkeitsgrad, die Leistungsschwankung, die Zahl der Beckenfüllungen, die Beckenausnützungsziffer und der Beckenfüllungsgrad.

a) Die Flußnutzbarkeits- oder Spitzensummenlinie der Flußnutzbarkeit,

in Folgendem kurz Spitzensummenlinie genannt.

Die Nutzbarkeitsprozente sind gemäß Definition der Spitzensummenlinie auf die verfügbare Mittelleistung bezogen. Als Hilfslinien dazu dienen die in bekannter Weise konstruierten Spitzensummenlinien für 8stündige Werktagskraft bei Durchflußbetrieb bei einem Tagesspeicher- und bei einem Wochenspeicherwerk. Aus diesen Linien ist ohne weiteres zu erkennen, daß der Wirkungsbereich des Tagesspeichers bei höherem Ausbau liegt, also bei einem Ausbau, der weit über Mittelwasser liegt. Die Wirkung des Wochenspeichers hinsichtlich der zugewonnenen Arbeit ist sehr gering. Der Gewinn an Werktagsarbeit durch das Wochenbecken ist z. B. bei t = 8 kaum 3 vH gegenüber der durch das Tagesbecken veredelten Nachtkraft, da der Tagesspeicher bei geringer Wasserführung den Sonntagszufluß sowieso voll speichern kann. Der Gewinn des Wochenbeckens liegt in der Leistungserhöhung bei Mittelwasserführung bzw. in der etwas längeren Konstanthaltung der Ausbauleistung. Aus der Spitzensummenlinie und aus deren Hilfslinien geht außerdem hervor, daß ein ähnlicher Gewinn an Tagkraft, wie er durch einen Wochenspeicher erzielt werden kann, auch durch ganz geringe Ausbauerhöhung des Tagesspeicherwerkes erreicht wird. Es ist allerdings dabei die Leistungsschwankung um das Maß der Ausbauerhöhung größer. Es wird sich aber dennoch im allgemeinen eher ein etwas höherer Ausbau mit Tagesspeicher als ein niedrigerer Ausbau mit Wochenspeicher lohnen. Lediglich wenn die Möglichkeit besteht, den Wirkungsbereich des Wochenbeckens durch Angliederung einer Pumpenspeicherung künstlich zu strecken, dürfte die Schaffung eines Wochenspeichers das richtige sein.

b) Die Ausnutzbarkeitslinie (Werknutzbarkeit).

Konstruktion dieser Linie entweder unmittelbar gemäß Definition, also Anteil der durch die Dauerlinie und den jeweiligen Ausbau begrenzten gesamten ausnutzbaren Wasserfläche zum gesamten Kraftrechteck gebildet durch die Ausbau-

1 Ausbaunutzbarkeitslinie für den Gesamtdurchfluß,
2 Ausbaunutzbarkeitslinie für den Werktagsabfluß,
3 Flußnutzbarkeitslinie bei 8stündigem Durchfluß,
4 Flußnutzbarkeitslinie bei 8stündigem Durchfluß werktags,
5 Ausbaunutzbarkeitslinie für ein Wochenspeicherwerk bei t = 8 werktags,
6 Ausbaunutzbarkeitslinie für ein Tagesspeicherwerk bei t = 8 werktags,
7 Ausbaunutzbarkeitslinie für 8stündigen Durchfluß werktags,
8 Dauerlinie,
9 Dauerlinie Werktagsabfluß,
10 Mittlere nutzbare Wassermenge,
11 Dauerlinie für 8stündigen Durchfluß,
12 Dauerlinie für 8stündigen Durchfluß werktags,
13 Flußnutzbarkeitslinie für 8stündige Werktagskraft bei Tagesspeicherwerk ohne Speicherung von Sonntagswasser,
14 Flußnutzbarkeitslinie für 8stündige Werktagskraft bei Tagesspeicherwerk mit Speicherung von Sonntagswasser,
15 Flußnutzbarkeitslinie für 8stündige Werktagskraft bei Wochenspeicherbecken,
16 Flußnutzbarkeitslinie bei Fremdspeicherung der bei Durchflußbetrieb jeweils anfallenden Überschußkraft in einem Sekundärwerk $= 0{,}444\ \Delta S\ \frac{h\,\eta}{k_F} \cdot \Delta S$ = Abstand Linie 4 bis Linie 19,
17 Flußnutzbarkeitslinie für ein Tagesspeicherwerk für 8stündige Tagkraft,
18 Flußnutzbarkeitslinie für den Werktagsabfluß,
19 Flußnutzbarkeitslinie für den gesamten Durchfluß.

Abb. 1. Flußnutzbarkeits- und Ausbaunutzbarkeitslinien.

höhe, oder auch Ableitung aus der Spitzensummenlinie durch Multiplikation der entsprechenden Abszisse s mit $\frac{Q_m}{Q_x}$, wobei Q_m die verfügbare Mittelwassermenge und Q_x die jeweilige Ausbauwassermenge ist. Aus den Hilfslinien, der Ausbaunutzbarkeitslinie (Linie für t-stündige Werktagskraft bei Tages- bzw. Wochenspeicher) kann die zur Erreichung einer konstanten Werktagsleistung erforderliche Ersatzarbeit abgelesen werden.

c) Kennlinien für den Gleichförmigkeitsgrad konstanter Arbeit.

Diese Linien ergeben sich aus dem Verhältnis der bei jeweiligem Ausbau anfallenden Konstanten, d. h. der mit der Ausbauleitung in t Stunden erzeugbaren Arbeit zum unkonstanten Arbeitsanteil. Um das Ergebnis graphisch auftragen zu können, muß vom Gleichförmigkeitsgrad 100 vH ab das umgekehrte Verhältnis: unkonstante zur konstanten Arbeitsfläche gebildet werden. Bei einem Laufwerk wird der

1 Zahl der Beckenfüllungen für den Sonntagsspeicher,
2 Leistungsschwankung bei Durchflußbetrieb,
3 Dauerlinie
4 Gleichförmigkeitsgrad bei Durchflußbetrieb,
5 Ersatzkraft bei Tagesspeicherung und 8stündigem Werktagsbetrieb,
6 Zahl der Beckenfüllungen für den Wochenspeicher bei 8stündigem Werktagsbetrieb,
7 Leistungsschwankung bei Wochenspeicherung für 8stündige Werktagskraft,
8 Leistungsschwankung bei Tagesspeicherung für 8stündige Werktagskraft,
9 Zahl der Beckenfüllungen des Tagesspeichers bei 8stündigem Werktagsbetrieb,
10 Gleichförmigkeitsgrad bei Wochenspeicherung für 8stündige Werktagskraft,
11 Gleichförmigkeitsgrad bei Tagesspeicherung für 8stündige Werktagskraft,
12 Mittlere nutzbare Wassermenge.
13 Gleichförmigkeitsgrad bei Durchflußbetrieb,
14 Spitzensummenlinie der Flußnutzbarkeit,
15 Ausbaunutzbarkeitslinie

Abb. 2. Zahl der Beckenfüllungen, Leistungsschwankung, Gleichförmigkeitsgrad.

Gleichförmigkeitsgrad 100 im allgemeinen bei einer Ausbauhöhe erreicht werden, die meist unter Mittelwasser liegen wird, die Lage hängt von der Form der Dauerlinie ab. Bei einem Wochenspeicherwerk wird dieser Punkt auf $\frac{24}{t} \cdot \frac{7}{6}$ fache Höhe des Laufwerkspunktes gehoben. Bei einem Tagesbecken kommt der Punkt entsprechend dem geringen Gewinn an Werktagskraft gegenüber dem Wochenbecken etwas unter den Wochenspeicherpunkt zu liegen (auf etwa 90 vH der Höhe bei Wochenbecken). Diese Linien geben also das Maß an, um welches der bei einem Laufwerk vorhandene Gleichförmigkeitsgrad durch die Schaffung eines Tages- bzw. Wochenbeckens verbessert wird. Der Gleichförmigkeitsgrad zusammen mit dem Maß der Leistungsschwankung ist grundlegend für die Beurteilung der Wertigkeit des erzeugten Stromes.

d) Die Leistungsschwankung.

Die Wertigkeit der aus einer Wasserkraftanlage gewonnenen Energie hängt in erster Linie von der Leistungsschwankung ab. Die Größe der Leistungsschwankung bedingt die zur Erzielung einer konstanten Kraftleistung erforderliche Ersatzkraft. Das Maß der Leistungsschwankung ist definiert durch: Kleinstleistung in t Betriebsstunden zur Ausbauleistung $\frac{Q_{t_{min}}}{Q_x}$. Ein Vergleich der Linien für die Leistungsschwankung bei Durchflußbetrieb bei einem Tages- und Wochenspeicherwerk ergibt, daß die Leistungsschwankung bei jeder Ausbauhöhe bei einem Laufwerk ganz wesentlich ungünstiger ist als bei einem Tages- oder Wochenspeicherwerk. Von einer bestimmten Ausbauhöhe ab wird das Maß der Leistungsschwankung für ein Tages- oder Wochenspeicherwerk gleich. Während die Linie der Leistungsschwankung bei Durchflußbetrieb mit der Dauerlinie durchaus ähnlich läuft und auch gleich schnell ansteigt, ist beim Tages- bzw. Wochenspeicherwerk der Grad der Verschlechterung der Leistungsschwankung mit zunehmender Ausbauhöhe viel kleiner.

e) Die Zahl der Beckenfüllungen.

Diese Zahl ist ein Maßstab für die Ausnützung eines Tages- bzw. Wochenbeckens. Wenn Δ a der Abszissenabschnitt zwischen der Ausbaunutzbarkeitslinie für t-stündige Werktagsfließkraft und der für Tages- bzw. Wochenbeckenausgleich maßgebenden Hilfslinie der Ausbaunutzbarkeitslinie, so ergibt sich als Zahl der Beckenfüllungen:

Für das Tagesbecken:

$$Z_T = \frac{\Delta a_T \cdot Q_x \cdot 8760 \cdot 3600 \cdot 24}{3600\,(24-t)\,t\,Q_x} = \frac{\Delta a_T \cdot 8760 \cdot 24}{(24-t)\,t}$$

für t = 8: $Z_T = \Delta a_T \cdot 1640$

Für ein Wochenbecken:

$$Z_W = \frac{\Delta a_W \cdot Q_x \cdot 8760 \cdot 3600 \cdot 28}{3600\,(48-t)\,t\,Q_x} = \frac{\Delta a_W \cdot 8760 \cdot 28}{(48-t)\,t}$$

für t = 8: $Z_W = \Delta a_W \cdot 765$

Für den Sonntagsspeicherraum:

$$Z_{W-T} = \frac{\Delta a_{W-T} \cdot Q_x \cdot 8760 \cdot 3600 \cdot 21}{3600\,(24-t)\,t\,Q_x} = \frac{\Delta a_{W-T} \cdot 8760 \cdot 21}{(24-t)\,t}$$

für t = 8: $Z_{W-T} = \Delta a_W \cdot 1435$

f) Die Beckenausnützungsziffer und der Beckenfüllungsgrad.

Es soll nun eine bestimmte Ausbauhöhe Q_x festgehalten werden. Über die Wirkungsweise der einzelnen Becken bei verschiedener Wasserführung gibt dann die Beckenausnutzungsziffer und der Beckenfüllungsgrad Aufschluß. Es läßt sich damit besonders der Wirkungsbereich des Beckens erfassen. Es ist bekannt, daß jedes Becken nur bei einer bestimmten Wasserführung seiner Bestimmung gemäß voll ausgenutzt werden kann. Bei Wasserführungen über dem Vollausnutzungspunkt ist die Ausnutzungsziffer kleiner als 1 wegen Überlaufs, bei Wasserführungen darunter ist der Füllungsgrad kleiner als 1 wegen zu kleinen Zulaufs. Beim Vollausnutzungspunkt ist also sowohl die Ausnutzungsziffer wie der Füllungsgrad = 1.

Für ein Tagesbecken gelten folgende Beziehungen:

Q_x = Ausbauwassermenge, q = 24stdg. Wasserführung.

Zahlenbeispiele: t = 8.

Füllungsgrad: $q \leq \frac{t\,Q_x}{24}$ bzw. $\frac{Q_x}{3}$:

$$\frac{(24-t)\,3600\,q}{(24-t)\,3600 \cdot \frac{t\,Q_x}{24}} = \frac{24\,q}{t\,Q_x}$$

Der Füllungsgrad wird also 0 für q = 0,

er wird 1 für $q = \frac{t\,Q_x}{24}$ bzw. $\frac{1}{3}Q_x$

Ausnutzungsziffer: $q \geq \frac{t\,Q_x}{24}$:

$$\frac{(Q_x - q)\,t \cdot 3600}{(24-t)\,3600 \cdot \frac{t\,Q_x}{24}} = \frac{24}{24-t} \cdot \frac{Q_x - q}{Q_x}$$

Die Ausnützungsziffer wird 0 für $q = Q_x$,

sie wird 1 für $q = \frac{t\,Q_x}{24}$ bzw. $\frac{1}{3}Q_x$

Die Vollausnutzung des Tagesbeckens in seiner Funktion als Tagesbecken liegt also bei $\frac{t\,Q_x}{24}$, wo Ausnutzungsziffer und Füllungsgrad = 1 werden.

Für ein Wochenbecken gelten folgende Beziehungen:

Füllungsgrad: $q \leq \frac{t\,Q_x}{28}$:

$$\frac{(48-t)\,q \cdot 3600}{(48-t)\,3600 \cdot \frac{t\,Q_x}{28}} = \frac{28\,q}{t\,Q_x}$$

Der Füllungsgrad wird 0 für q = 0,

er wird 1 für $q = \frac{t\,Q_x}{28}$ bzw. $\frac{Q_x}{3{,}5}$

Ausnutzungsziffer:

Für: $\frac{t\,Q_x}{28} \leq q \leq \frac{t\,Q_x}{24}$

ist:

$$\frac{6\,(Q_x - q)\,t \cdot 3600 - 5\,(24-t)\,q \cdot 3600}{(48-t)\,3600 \cdot \frac{t\,Q_x}{28}} = \frac{6\,t\,Q_x - t\,q - 120\,q}{(48-t)\,t\,Q_x} \cdot 28$$

Die Ausnutzungsziffer wird also in dem Bereich $\frac{t\,Q_x}{28}$ bis $\frac{t\,Q_x}{24}$: gleich 1 für $q = \frac{t\,Q_x}{28}$ bzw. $\frac{Q_x}{3{,}5}$, sie wird gleich $\frac{7}{6} \cdot \frac{24-t}{48-t}$ bzw. $\frac{7}{15}$, für $q = \frac{t\,Q_x}{24}$ bzw. $\frac{Q_x}{3}$.

Für $q \geq \frac{t\,Q_x}{24}$ wird die Ausnutzungsziffer:

$$\frac{(Q_x - q)\,t \cdot 3600}{(48-t)\,3600 \cdot \frac{t\,Q_x}{28}} = \frac{28}{48-t} \cdot \frac{Q_x - q}{Q_x}$$

Die Ausnützungsziffer wird gleich 0 für $q = Q_x$,

„ „ „ „ $\frac{7}{6} \cdot \frac{24-t}{48-t}$ bzw. $\frac{7}{15}$

für $q = \frac{t\,Q_x}{24}$ bzw. $\frac{Q_x}{3}$.

Für den Sonntagsbeckenraum ergeben sich folgende Ausnutzungsziffern bzw. Füllungsgrade:

Die Wirkung des im Wochenspeicher über das Tagesbecken hinaus enthaltenen Sonntagsbeckenraumes beginnt mit:

$$q = \frac{24-t}{48-t} \cdot \frac{t\,Q_x}{24}$$

und endet bei: $q = \frac{t\,Q_x}{24}$.

Füllungsgrad:

Für den Bereich: $\frac{24-t}{48-t} \cdot \frac{t\,Q_x}{24} \leq q \leq \frac{t\,Q_x}{28}$ gilt:

$$\frac{(48-t)\,q \cdot 3600 - (24-t)\,3600 \cdot t\,\frac{Q_x}{24}}{\frac{t+120}{168}\,t\,Q_x \cdot 3600} = \frac{(48-t)\,q - (24-t)\,t\,\frac{Q_x}{24}}{(t+120)\,t\,Q_x} \cdot 168$$

Der Füllungsgrad für den Sonntagsbeckenraum wird:

$$0 \text{ für } q = \frac{24-t}{48-t} \cdot \frac{t\,Q_x}{24} \text{ bzw. } \frac{2}{5} \cdot \frac{Q_x}{3}$$

$$1 \text{ für } q = \frac{t\,Q_x}{28} \text{ bzw. } \frac{Q_x}{3{,}5}$$

Ausnutzungsziffer:

Für den Bereich: $\frac{t\,Q_x}{28} \leq q \leq \frac{t\,Q_x}{24}$ gilt:

$$\frac{6\,(Q_x - q)\,t \cdot 3600 - 5\,(24-t)\,3600 \cdot q - \frac{t\,Q_x}{24}\,(24-t) \cdot 3600}{\frac{t+120}{168}\,t\,Q_x \cdot 3600}$$

$$= \frac{t\,Q_x\left(5 + \frac{t}{24}\right) - t\,q - 120\,q}{(t+120)\,t\,Q_x} \cdot 168$$

Die Ausnützungsziffer wird 0 für $q = \frac{t\,Q_x}{24}$ bzw. $\frac{Q_x}{3}$

Die Ausnützungsziffer wird 1 für $q = \frac{t\,Q_x}{28}$ bzw. $\frac{Q_x}{3{,}5}$

1 Ausnützungsgrad Tagesbecken,
2 Ausnützungsgrad Wochenbecken,
3 Ausnützungsgrad Sonntagsspeicher,
4 Ausnützungsgrad Tagesbecken als Wochenspeicher,
5 Füllungsgrad Sonntagsspeicher,
6 Füllungsgrad Tagesbecken,
7 Füllungsgrad Wochenbecken,
8 Füllungsgrad Tagesbecken als Sonntagsspeicher,
9 Tagesbecken nicht gefüllt wegen zu kleinen Zuflusses,
10 Tagesbeckenüberlauf wegen zu großen Zuflusses,
11 Tagesbecken als Wochenspeicher, nicht gefüllt,
12 Tagesbecken als Wochenspeicher, Überlauf wegen zu großen Zuflusses,
13 Bereich der Vollausnützung des Tagesbeckens,
14 Bis hierher genügt Tagesbecken zur vollen Sonntagsspeicherung.
15 Vollausnutzung des Tagesbeckens,
16 Vollausnutzung des Wochenbeckens,
17 Vollausnutzung des Tagesbeckens als Wochenspeicher.

Abb. 3. Ausnutzungsgrad und Füllungsgrad.

Aus den in Abb. 3 dargestellten Ergebnissen geht anschaulich hervor, daß das Sonntagsbecken den kleinsten Wirkungsbereich aufweist. Der Inhalt des Sonntagsbeckenraumes ist:

$$\frac{t\,Q_x\,(t+120)}{168} \cdot 3600$$

Der Wirkungsbereich liegt lediglich zwischen:

$$\frac{t\,Q_x}{24} \text{ und } \frac{24-t}{48-t} \cdot \frac{t\,Q_x}{24}$$

Der Tagesbeckenraum von $\frac{t\,Q_x}{24}\,(24-t) \cdot 3600$ hat zwei Vollausnutzungspunkte, den ersten in der Funktion als reines Tagesbecken, bei $\frac{t\,Q_x}{24}$, den zweiten in der Funktion als Wochenbecken bei:

$$\frac{24-t}{48-t} \cdot \frac{t\,Q_x}{24}.$$

Das Wochenbecken weist nur einen Vollausnutzungspunkt auf, nämlich bei $\frac{t\,Q_x}{28}$, der identisch ist mit dem des Sonntagsbeckenraumes. Über den Wert des Wochenbeckens kann zusammenfassend gesagt werden: Wasserwirtschaftlich, also im Hinblick auf den Gewinn an Tragkraft, ist sein Mehrwert gegenüber dem Tagesbecken im allgemeinen bedeutungslos. Energiewirtschaftlich, also hinsichtlich der Wertigkeit des Stromes, ist das Wochenbecken nur wegen des etwas höheren Gleichförmigkeitsgrades dem Tagesbecken um ein Geringes überlegen. Die Leistungsschwankung und die Größe der Ersatzkraft sind bei normaler Ausbauhöhe die gleichen wie beim Tagesbecken. Geldwirtschaftlich wirkt der zur Erstellung des Wochenspeichers gegenüber einem Tagesspeicher nötige Mehraufwand auch unter Berücksichtigung einer etwas höheren Wertigkeit des Stromes und der etwas größeren Kraftausbeute immer verteuernd. — Es sei in diesem Zusammenhang eine überschlägliche Berechnung gegeben, die diese Verhältnisse gut wiedergibt.

Bei einer normalen Hoch- und Mitteldruckanlage im Schwarzwald betragen die Kosten des Tagesbeckens ungefähr 15—20 vH, die der Rohrleitungen bzw. Kanäle ungefähr 45—50 vH der Gesamtanlagekosten. Die Schaffung eines Wochenbeckens verlangt die Vergrößerung des Tagesbeckens auf das $\frac{24}{28} \cdot \frac{48-t}{24-t}$ fache. Der Mehraufwand für die Beckenvergrößerung wird mindestens die Hälfte der Kosten für das Tagesbecken, also 7,5 vH der Gesamtanlagekosten betragen. Dem steht gegenüber bei der Zugrundelegung einer Ausbauhöhe auf z. B. 40tägige Wasserführung (vgl. Abb. 1) ein Gewinn an Tagkraft durch das Wochenbecken von $\frac{58{,}5-57}{57} = 2{,}6$ vH. Bei Erhöhung des Ausbaues von $\frac{7}{7}\,Q_x$ auf $\frac{8}{7}\,Q_x$ betragen die Mehrkosten bei den Rohrleitungen ungefähr das 1,08fache oder im Mittel 4 vH der Gesamtanlagekosten. Der Kostenanteil von Krafthaus und Maschinen wird etwa von 21 vH auf 24 vH steigen. Die Mehrkosten für Vergrößerung des Tagesbeckens werden kaum 1 vH erreichen. Der Gesamtmehraufwand für die Ausbauerhöhung wird daher ungefähr 7—8 vH betragen. Diesen Mehrausgaben steht ein Kraftgewinn von $\frac{61{,}5-57}{57} = 7{,}9$ vH gegenüber. Mit anderen Worten: Ein Mehraufwand zur Schaffung eines Sonntagsbeckenraumes wird sich mit dem dadurch erzielten Kraftgewinn nur in ganz besonderen Fällen bezahlt machen. Wirtschaftlicher ist fast immer eine entsprechende Ausbauerhöhung und Beibehaltung des Tagesausgleichs.

g) Einwirkung der täglichen Betriebszeit auf Beckengröße, Wirkungsweise eines Tages- bzw. Wochenbeckens und Leistungsschwankung.

t = tägliche Betriebszeit an Werktagen,

$$V_T = (24-t)\,\frac{t\,Q_x}{24} \cdot 3600 = \text{Tagesbeckenraum},$$

$$V_W = (48-t)\,\frac{t\,Q_x}{28} \cdot 3600 = \text{Wochenspeicherraum}.$$

Beginn der Vollwirkung eines Tagesbeckens bei $\frac{t\,Q_x}{24}$,

„ „ „ „ Wochenbeckens bei $\frac{t\,Q_x}{28}$,

„ „ „ „ Tagesbeckens als Wochenbecken bei $\frac{24-t}{48-t} = \frac{t\,Q_x}{24}$

$$\text{Leistungsschwankung} = \frac{\text{Kleinstleistung in t Stunden}}{\text{Ausbauleistung}} = \frac{Q_{min}}{Q_x}$$

Für Tagesbecken: $Q_{min} = q_{min} \frac{24}{t} \cdot \frac{7}{6}$

Die Leistungsschwankung bei einem Tagesbecken beträgt also:

$$\sigma = \frac{\frac{7}{6} \cdot \frac{24\,q_{min}}{t}}{Q_x} = \frac{28\,q_{min}}{t\,Q_x},$$

wobei q_{min} die kleinste 24stündige Wassermenge darstellt.

Es ergeben sich im übrigen folgende Zusammenhänge:

1. Betriebsstundenzahl t	6	8	10	12	16
2. Tagesbeckeninhalt	16 200 Q_x	19 200 Q_x	21 000 Q_x	21 600 Q_x	19 200 Q_x
3. Wochenbeckeninhalt . . .	32 400 Q_x	41 200 Q_x	48 800 Q_x	55 500 Q_x	65 700 Q_x
Beginn der Vollwirkung					
4. des Tagesbeckens	$^1/_4\,Q_x$	$^1/_3\,Q_x$	$^1/_{2,4}\,Q_x$	$^1/_2\,Q_x$	$^2/_3\,Q_x$
5. des Wochenbeckens . . .	$^3/_{14}\,Q_x$	$^2/_7\,Q_x$	$^5/_{14}\,Q_x$	$^3/_7\,Q_x$	$^4/_7\,Q_x$
6. des Tagesbeckens als Wochenspeicher	$^3/_{28}\,Q_x$	$^2/_{15}\,Q_x$	$^{35}/_{228}\,Q_x$	$^1/_6\,Q_x$	$^1/_6\,Q_x$
7. Leistungsschwankung bei Tagesbecken $\frac{\sigma\,Q_x}{100}$	0,467 q_{min}	0,35 q_{min}	0,28 q_{min}	0,234 q_{min}	0,175 q_{min}
Zahl der Beckenfüllungen					
8. Tagesbecken	1950 ΔA_T	1640 ΔA_T	1500 ΔA_T	1460 ΔA_T	1640 ΔA_T
9. Wochenbecken	975 ΔA_W	765 ΔA_W	645 ΔA_W	565 ΔA_W	478 ΔA_W

NOMOGRAPHISCHE TAFELN FÜR EINFACH BEWEHRTE RECHTECKQUERSCHNITTE.

Von Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Karlsruhe.

Für Bemessung und Spannungsberechnung von Eisenbetonquerschnitten steht dem Ingenieur eine sehr große Anzahl von Hilfstafeln zur Verfügung. Findet man doch in jedem Lehrbuche des Eisenbetonbaus und fast in jedem Bande der Fachzeitschriften graphische Tafeln oder Zahlentafeln. Diese Tafeln bringen beim Gebrauche so bedeutende Arbeitserleichterung und Zeitersparnis, daß ein Arbeiten ohne Benutzung solcher Hilfsmittel kaum noch vorkommt.

Die Hilfstafeln geben ein sehr anschauliches Bild der zwischen den einzelnen Größen bestehenden Zusammenhänge. Sie verlangen jedoch mit wenigen Ausnahmen scharf gespannte Aufmerksamkeit, was bei längerem Gebrauche leicht unbequem wird. Auch sind häufig Fehler dadurch entstanden, daß sich der Benutzer von einer Kurve zur nächsten oder von einer Zeile in eine andere „verirrte".

Dazu kommt noch ein anderes. Die meisten Tafeln machen noch kleine Zwischenrechnungen nötig. Wenn diese auch einfacher Art sind und mit dem Rechenschieber erledigt werden können, so sind sie doch unbequem, da sie bei häufiger Wiederholung viel Zeit kosten und eine Quelle für Irrtümer sind.

Bei Fluchtlinientafeln (Nomogrammen) kann man beides vermeiden. Man kann diese Rechentafeln leicht so ausgestalten, daß die lästigen Nebenrechnungen ganz wegfallen. Ferner braucht man nur auf Skalen abzulesen, was viel bequemer ist als das Interpolieren zwischen zwei Kurven.

Die Genauigkeit der Fluchtlinientafeln ist für die Zwecke des Eisenbetoningenieurs vollkommen ausreichend. Ja man kann, wenn man die Tafeln in größerem Maßstabe zeichnet, im Bedarfsfalle leicht noch größere als Rechenschiebergenauigkeit erzielen.

Der Gebrauch der Rechentafeln ist der einfachste, den man sich vorstellen kann. Die unten gegebene Bemessungstafel 1 liefert z. B. auf einmal die Werte von b, h', F_e für ein gegebenes Moment M und bestimmte, voll ausgenutzte Spannungen σ_b und σ_e, durch Ziehen einer einzigen Geraden. Die Tafeln gestatten es auch, den Einfluß der einzelnen Größen leicht zu verfolgen.

Auf die Herstellung der Fluchtlinientafeln einzugehen erscheint nicht nötig, weil dafür bereits eine ganze Anzahl von Lehrbüchern vorhanden ist[1]). Wir geben als Beispiel der Anwendung von Fluchtlinientafeln zwei einfache Bemessungstafeln für Eisenbetonquerschnitte.

1. Bemessungstafel. Für den zugbewehrten rechteckigen Eisenbetonquerschnitt gelten bei reiner Biegung mit den üblichen Annahmen und Bezeichnungen die Gleichungen:

$$h' = r\sqrt{\frac{M}{b}} \text{ und } F_e = \mu\, b\, h', \quad \ldots \ldots \ldots (1$$

worin

$$\left.\begin{aligned} \frac{1}{r^2} &= \frac{\sigma_b}{2} \cdot \frac{n\,\sigma_b}{n\,\sigma_b + \sigma_e}\left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{n\,\sigma_b}{n\,\sigma_b + \sigma_e}\right) \\ \mu &= \frac{\sigma_b}{2\,\sigma_e} \cdot \frac{n\,\sigma_b}{n\,\sigma_b + \sigma_e} \end{aligned}\right\} \quad \ldots (2$$

ist. Die Abb. 1 ist für n = 15 und die in der Tabelle (3) angegebenen Werte gezeichnet.

σ_b kg/cm²	σ_e kg/cm²	r^2 cm²/kg	$1/\mu$
40	1200	0,1687	180
35	1000	0,1875	166

. . . . (3

[1]) Z. B. Werkmeister, Das Entwerfen von graphischen Rechentafeln (Nomographie), Berlin 1923.

$\sigma_b : \sigma_e = 40 : 1200$ kg/cm²
$\sigma_b : \sigma_e = 35 : 1000$ kg/cm²
$n = 15$

$h' = r\sqrt{\frac{M}{b}}$
$F_e = \mu\, b\, h'$

Abb. 1.

$b = 100$ cm
$\sigma_e = 1200$ kg/cm²
$n = 15$

$h' = r\sqrt{\frac{M}{b}}$
$F_e = \mu\, b\, h'$

Abb. 2.

Entsprechend den Spannungen $\sigma_b : \sigma_e = 40 : 1200$ kg/cm² und $\sigma_b : \sigma_e = 35 : 1000$ kg/cm² sind die Leitern für M und F_e doppelt beziffert.

Die Abb. 1 ist so entworfen, daß je vier zusammengehörige Werte M, b, h′, F_e auf einer Geraden liegen. Man kann also mit Hilfe dieser Rechentafel die beiden folgenden Aufgaben lösen:

Gegeben M, b; gesucht h′, F_e.
„ M, h′; „ b, F_e.

Wir zeigen den Gebrauch der Tafel an den beiden folgenden, in die Abb. 1 eingezeichneten Ablesebeispielen:

Aufgabe 1: Für eine Eisenbetonplatte ist M = 100000 kgcm = 1,00 tm und b = 100 cm gegeben. Wie groß werden F_e und h′, wenn die zulässigen Spannungen $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² voll ausgenutzt werden sollen?

Der Rechenweg ist folgender: Man sucht die Punkte M = 1 tm auf der M (40/1200) - Leiter und b = 100 cm auf der b-Leiter auf und legt durch sie eine Gerade. Dann ist am Schnittpunkte dieser Ablesegeraden mit der F_e (40/1200)-Leiter der Wert F_e = 7,2 cm² und an der h′-Leiter h′ = 13,0 cm abzulesen.

Aufgabe 2. Gegeben M = 10 tm und h′ = 75 cm. Gesucht sind F_e und b für $\sigma_b = 35$ kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

Jetzt ist die Ablesegerade durch die Punkte M (35/1000) = 10 tm und h′ = 75 cm zu legen. An den Schnittpunkten dieser Geraden mit den beiden anderen Leitern erhält man dann b = 33,5 cm und F_e (35/1000) = 15,1 cm².

2. Bemessungstafel. Bei der Bemessung von Platten ist die Nutzhöhe h′ häufig von vornherein gegeben. Es ist dann für ein gegebenes Biegungsmoment M der Querschnitt F_e der Eiseneinlagen so zu bestimmen, daß die zulässige Eisenspannung σ_e ausgenutzt wird und gleichzeitig die zugehörigen Betondruckspannungen σ_b die zulässige Grenze nicht überschreiten.

Für die Erledigung dieser Rechnung ist Abb. 2 bestimmt, welche für b = 100 cm und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² entworfen ist. Der Gebrauch der Tafel sei an dem eingezeichneten Ablesebeispiel erklärt:

Aufgabe 3. Für eine Eisenbetonplatte ist M = 1 tm und h′ = 13 cm gegeben. Gesucht sind F_e und σ_b, wenn b = 100 cm und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² ist (n = 15).

Verbindet man die Punkte M = 1 tm und h′ = 13 cm, so schneidet die dadurch bestimmte Gerade g_1 an der linken σ_b-Leiter den Punkt $\sigma_b = 40$ kg/cm² aus. In unserem Falle muß die Betonspannung diese Größe haben, wenn die Eiseneinlagen mit $\sigma_e = 1200$ kg/cm² ausgenutzt werden sollen. Im Schnittpunkte einer zweiten Geraden g_2 durch die Punkte h′ = 13 cm und $\sigma_b = 40$ kg/cm² auf der rechten σ_b-Leiter mit der F_e-Leiter erhält man dann F_e = 7,2 cm².

Bemerkung: Abb. 2 kann auch noch benutzt werden, wenn $b \neq 100$ cm ist. Die Werte von h′ und σ_b werden dann richtig abgelesen, wenn man M und F_e mit der Verhältniszahl $\frac{100}{b}$ vervielfacht.

Zusammenfassung: Die Zeitersparnis bei Benutzung der hier gegebenen Rechentafeln ist gegenüber dem Gebrauch der bisher bekannten Tafeln und Tabellen sehr bedeutend. Auch sei noch daran erinnert, daß die Abb. 1 und 2 keinerlei Nebenrechnungen, auch nicht der einfachsten Art, fordern.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Über die Wahl und Ausnutzung von Löffelbaggern.

Von Dipl.-Ing. Dr. W. Benedict, Duisburg.

Übersicht. Wesen der Baggerarbeit im Tiefbau; Gegenüberstellung von Eimerkettenbaggern und Löffelbaggern. Antriebsarten für Löffelbagger; Wahl der Baggergröße. Arbeitsdispositionen: Seiten- und Kopfbaggerung, Gleisanordnung, Schlitzarbeit, Abmessungen und Leistungszahlen. Konstruktive Gesichtspunkte: Austauschbarkeit der Teile, Maschinen- und Kesselanlage. Löffelbagger mit Raupenbändern.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß bei der Bewegung größerer Massen die Rentabilität eines Betriebes wesentlich von der gewählten Förderart und den dazu verwandten Maschinen abhängt. Besonders im Tiefbaugewerbe, wo es sich um Bewegung größerer, meist festgelagerter Erd- und Steinmassen handelt, spielen Wahl und richtige Verwendung der in Frage kommenden Maschinen die wichtigste Rolle für die Wirtschaftlichkeit.

Unter den Maschinen, welche zur Aufnahme und zur Verladung der Bodenmassen usw. dienen, nehmen die Bagger, und unter ihnen die Löffelbagger (Abb. 1), den ersten Platz ein. Sie sind imstande, jede Bodenart zu lösen und zu laden, nötigenfalls unter Zuhilfenahme von Sprengschüssen. Da der Bagger seine ganze Kraft auf ein einziges Grabgerät, den Löffel, konzentriert, so ist er, wenigstens in seinen großen Ausführungen, imstande, beinahe jedes Material abzugraben, sofern es überhaupt in Hochbaggerung abgetragen werden kann. Ist der Boden im Winter gefroren, so beeinträchtigt dies die Arbeit des Baggers durchaus nicht. Er reißt bei Beginn der Arbeit die gefrorene Schicht auf und arbeitet dann in ungefrorenem Boden. Einzelne Felsbänke in weicherem Material, Wurzelstubben größerer Bäume, Findlinge und dergl. stören ihn nicht. Er legt diese Hindernisse mit seinem Löffel rechts und links sowie unten frei und reißt sie dann mit einem kräftigen Ruck aus ihrem Lager heraus. Besteht der abzutragende Boden nur aus Felsen, so daß er gesprengt werden muß, so ergibt sich auch hierbei noch eine große Arbeitsersparnis gegenüber dem Handbetriebe. Bei Verwendung eines Baggers brauchen nicht viele Sprengschüsse angesetzt zu werden, weil der Bagger das nur gelockerte oder zerklüftete Material selbst aus der Wand herauslöst, während es beim Handbetriebe viel weiter zerkleinert werden muß. Bei der Förderung von leichtem Material, wie Sand usw., bietet der Bagger ebenfalls große Vorteile, weil er mit seiner hohen Arbeitsgeschwindigkeit die Fördermenge erheblich steigern kann.

Der Löffelbagger ist seiner Arbeitsweise nach ein Hochbagger, d. h., er gräbt von der Baggersohle aus hoch anstehende Massen ab. Er kann also sämtliche Arbeiten durchführen, welche ein Eimerkettenhochbagger verrichtet. Infolge seiner größeren Beweglichkeit und Anpassungsfähigkeit ist er diesem jedoch in vieler Beziehung überlegen. Will man z. B. mit einem Eimerkettenhochbagger einen Schlitz herstellen — etwa beim Eisenbahnhochbau —, so muß man zunächst von Hand bis auf die gewünschte Sohle durchschlitzen und kann dann einen Eimerbagger benutzen, um diesen Schlitz zu erweitern. In den meisten derartigen Fällen ist die Verwendung eines solchen Baggers unwirtschaftlich; dagegen kann ein Löffelbagger den Schlitz aus dem vollen Material ohne größere Vorbereitungen selbst herstellen.

Abb. 1. Löffelbagger von 2 m³ arbeitet in schwerem, gewachsenem Kalkstein.

Auch bei Seitenentnahme bietet der Löffelbagger gegenüber dem Eimerbagger wesentliche Vorteile. Ist der Boden so hart, daß er nur mit Hilfe von Sprengungen gelöst werden kann, oder ist die abzutragende Wand sehr hoch, so verschütten die losgeschossenen Massen das

Baggergleis nicht. Ein Löffelbagger kann sich in solchem Falle das Gleis selbst wieder frei baggern, während beim Eimerbagger eine umständliche, zeitraubende und teure Freilegung von Hand notwendig ist. Ist der Boden mit Wurzelstubben durchsetzt, derart, daß ein Eimerbagger versagt, so stört dies den Löffelbagger in seiner Arbeit fast gar nicht; ebensowenig bilden größere Findlinge ein Hindernis; der Löffelbagger legt sie frei, faßt sie mit Hilfe einer Kette und verlädt sie in Transportwagen. Schließlich wird der Löffelbagger überall dort mit Vorteil verwendet, wo der Boden für Eimerbagger nicht geeignet ist. Voraussetzung ist hierbei jedoch, daß die örtlichen Verhältnisse ein Abgraben des Materials von der Sohle aus, also Hochbaggerung, gestatten.

Für Löffelbagger kommen im wesentlichen nur zwei Kraftquellen in Frage: Dampf und Elektrizität. Für die Wahl der Antriebskraft sind folgende Gesichtspunkte maßgebend: Der Dampfbagger ist im allgemeinen selbständiger als der elektrisch betriebene Bagger; der Betrieb eines Dampfbaggers hängt nur davon ab, ob Wasser und Kohlen in genügender Menge und Beschaffenheit herangeschafft werden können. Ein elektrischer Bagger dagegen ist stets an die Nähe einer genügend starken Kraftquelle gebunden, welche zudem Strom der Art und Spannung liefern muß, wie die Einrichtungen des Baggers erfordern. Deshalb ist der Dampfbagger überall da vorteilhaft, wo es sich um vorübergehende Arbeiten handelt, nach deren Beendigung der Bagger an eine andere Arbeitsstelle geht. Bei vorübergehenden Arbeiten, für die Dauer von 1—2 Jahren, ist er sogar da, wo wirklich einmal Elektrizität als Antriebskraft zur Verfügung stehen sollte, vorteilhafter als ein elektrisch betriebener Bagger.

Wird ein Bagger jedoch für eine ganz bestimmte Arbeit beschaft und kann angenommen werden, daß er die Arbeitsstelle überhaupt nicht verläßt und ist eine Stromquelle von genügender Stärke vorhanden, so ist die Beschaffung eines elektrischen Baggers sehr vorteilhaft. Seine größere Einfachheit und leichtere Bedienung sind wichtige Vorzüge gegenüber dem Dampfbagger. Allerdings muß die Kraftzentrale verhältnismäßig stark sein, denn die Schwankungen in der Stromentnahme sind beim Baggerbetrieb recht erheblich.

Was die Stromart anlangt, so eignet sich Gleichstrom ebenso wie Zwei- oder Dreiphasenwechselstrom ohne weiteres für Löffelbaggerbetrieb. Gleichstrom ist vorteilhafter als Wechselstrom, weil die Motoren bei geringerer Belastung, also bei leichterem Arbeiten des Baggers, von selbst schneller laufen, der Bagger also selbsttätig schneller arbeitet, während die Drehzahl beim Wechselstrom unverändert beibehalten wird. Erwünscht ist eine Stromspannung von 440 oder 500 Volt, weil bei niedriger Spannung die Steuerapparate für die einzelnen Motore infolge der höheren Stromstärke zu groß, unhandlich, teuer in der Anschaffung und schwer zu bedienen sind, so daß der Baggerführer nach kurzer Zeit ermüdet. Die Stromzuführung erfolgt am besten bis in unmittelbare Nähe des Baggers durch blanke Freileitung auf transportablen Masten mit Speisepunkten, an die der Bagger mit Hilfe eines beweglichen gepanzerten Kabels angeschlossen wird.

Da der Löffelbagger fast nie für sich allein arbeitet, sondern meist zusammen mit einem größeren Park von Abfuhrwagen usw., so ist bei der Wahl der Baggergröße auch die Größe der vorhandenen Abfuhrwagen, Lokomotiven u. a. m. maßgebend; denn die Anlage arbeitet dann am vorteilhaftesten, wenn alle ihre Teile zueinander in einem bestimmten, günstigsten Verhältnis stehen.

Als Bagger kommt heute fast allgemein ein Apparat mit einem Löffel von 2 m³ Fassungsvermögen in Frage. Neben dieser großen, kräftigen Maschine gibt es auch kleinere Modelle, welche imstande sind, in engen Baugruben oder unter sonst beschränkten Raumverhältnissen zu arbeiten. Diese kleineren Typen sind in ihren äußeren Abmessungen so gedrängt wie eben angängig gehalten; sie haben u. a. nur eine sehr kurze hintere Ausladung. Das Fassungsvermögen des Löffels beträgt 1 oder 1,5 m³. Sind große Massen im Dauerbetriebe zu bewältigen, so kommt lediglich ein Bagger mit 2 m³ Löffelinhalt in Frage. Dieser verfügt naturgemäß über eine größere Reißkraft am Löffel als die kleineren Apparate.

Die mit dem Löffelbagger zusammenarbeitenden Abfuhrwagen stehen zweckmäßig in einem bestimmten Größenverhältnis zum Fassungsvermögen des Löffels. Sehr vorteilhaft hat sich zum Löffel von 2 m³ ein Fassungsvermögen der Wagen von etwa 3,5 m³ erwiesen. Dieser Wagen wird im Durchschnitt durch zwei Löffelspiele gerade gefüllt und erlaubt deshalb ein glattes Arbeiten der Anlage. Es können auch kleinere Wagen von 1,75—2 m³ Inhalt bei dieser Baggergröße benutzt werden. Dies ist jedoch nicht zu empfehlen, da der Löffelbagger infolge der geringen Grundfläche der Wagenkästen Material danebenwirft und Kosten für das Wiederaufladen dieser Massen entstehen. Auch halten die kleineren und demnach schwächeren Wagen den Stoß der herabfallenden Bodenmassen nicht aus wie größere. Mit der Wagengröße über das Fassungsvermögen von 3,5 m³ erheblich hinauszugehen empfiehlt sich nicht mit Rücksicht auf die meist nur provisorisch verlegten Gleise und das zum Entleeren nötige Personal.

Abb. 2. Seitenbaggerung auf kurzem Gleis.

Abb. 3. Seitenbaggerung auf langem Gleis.

Abb. 4 u. 5. Arbeiten des Baggers im Einschnitt mit seitlicher Verladung.

Abb. 6. Bagger im Einschnitt, Materialabfuhr hinter dem Bagger.

Die Arbeitsdispositionen des Löffelbaggers sind sehr verschieden; sie lassen sich in zwei Gruppen einteilen: Seitenbaggerung und Kopfbaggerung. Die einfachsten Dispositionen ergeben sich bei der Seitenentnahme. Abb. 2 zeigt das Arbeiten auf kurzem und Abb. 3 auf langem Baggergleis. Der Fortgang der Baggerarbeiten ist durch die eingezeichneten Pfeile angedeutet. Wird die am häufigsten angewendete Disposition auf kurzem Gleis (Abb. 2) richtig durchgeführt und ist der Betrieb gut organisiert, so ergeben sich hierbei die höchsten Leistungen des Baggers. Der Bagger füllt den langsam an ihm vorbeirangierenden Zug; das Vorstrecken des Gleises wird vom Bagger besorgt, indem er mit einer Kette das hinter ihm liegende Gleisstück samt den Schwellen aufnimmt und vor sich ansetzt.

Bei der Baggerung nach Abb. 3 arbeitet der Bagger auf langem, durchgehenden Gleise. Die hierdurch erzielten Vorteile sind folgende: Der Bagger kann am ganzen Zug entlangfahren und diesen ohne die Hilfe einer Rangierlokomotive füllen. Bei Sprengungen kann der Bagger auf dem langen Gleis leicht in Sicherheit gebracht werden, ebenso bei Rutschungen des Materials. Auf weichem Untergrund drückt sich das lange Gleis nicht so tief in den Boden ein wie das kürzere. Ein Nachteil des langen Gleises besteht darin, daß zum Verschieben viel

ehr Leute nötig sind als beim kurzen zum Vorstrecken. Soweit die eute in der Zwischenzeit anders beschäftigt werden können, ist dieser mstand nicht erheblich. Werden sie aber nur für den Baggerbetrieb braucht, so fällt das Arbeiten auf kurzem Gleis erheblich billiger aus.

Die Schlitzarbeit des Baggers — das Herstellen eines Einhnittes — wurde früher in der Weise vorgenommen, daß man die leise für die Materialabfuhr hinter dem Bagger auf der hle des Einschnittes verlegte. Der Bagger lud das abgegrabene aterial hinter sich ab. Zu diesem Zwecke mußte in dem Einhnitt ein umfangreiches Gleissystem verlegt werden, auf elchem sich ein lebhafter Rangierbetrieb, meist durch zwei okomotiven betätigt, abspielte. Im Laufe der Zeit ist an telle dieser Materialabfuhr eine Disposition für den Materialansport gewählt worden, die sich im Prinzip mit der auf

Abb. 7. Bagger auf Fahrgestell mit Raupenbändern (ohne Gleise!).

bb. 2 deckt; jedoch wird hierbei das Baggergut in hochstehende Wagen entleert. Die Abbildungen 4 und 5 stellen eine derartige Anrdnung dar. Die Abb. 4 zeigt zugleich, daß hierbei der endgültig herustellende Einschnitt u. U. nicht sofort in ganzer Tiefe hergestellt ird, sondern je nach Größe der gesamten Abtragshöhe in zwei oder ehreren Höhenabschnitten. Die Aufwendungen für die mehrmalige leisentwicklung sind unerheblich im Vergleich zu der sonst im Einchnitt notwendigen Abfuhrart mit Abtransport des Materials hinter em Bagger.

In denjenigen Fällen, wo diese Dispositionen nicht durchführbar nd und man unbedingt zur Materialabfuhr hinter dem Bagger greifen uß, hat sich eine andere Gleisdisposition (Abb. 6) am vorteilhaftesten rwiesen: Im Einschnitt hinter dem Bagger befinden sich zwei Gleise, elche in Entfernung von ungefähr einer halben Zuglänge durch Kreuzung verbunden sind. Am Bagger stehen auf jedem Gleisende wei Wagen, welche abwechselnd vom Bagger gefüllt werden. Auf eiden Gleisen hinter dem Bagger stehen zwei Lokomotiven, von enen die eine abwechselnd rechts und links leere Wagen ansetzt, ährend die andere die gefüllten Wagen vom Bagger abholt.

Wie in vielen anderen Gebieten der Maschinenindustrie — Kranen, Werkzeugmaschinen usw. — haben sich auch die Fabriken, elche Bagger herstellen, neuerdings entschlossen, an Stelle planlos ergestellter Konstruktionen bestimmte Typen herauszubringen. Einige wichtige Daten, die einen ungefähren Anhalt für Abmessungen nd Leistungsfähigkeit von Löffelbaggern geben, sind in der folgenden Tabelle[1]) zusammengestellt:

Fassungsvermögen des Löffels	m³	1	1,5	2	3
Reißkraft am Löffel	t	12	16	24	32
Spurweite	mm	2000	2300	2600	3000
Ausladung des Kranes	m	6,4	7,2	7,8	9,2
Größte Reichweite des Löffels	m	9,5	10,3	11	13,5
Größte Grabhöhe, von S. O. aus gemessen	m	7,5	8,2	9	10,5
Größte Ausschütthöhe d. Löffels, v. S. O. ausgemessen	m	5,8	6,4	7	8
Konstruktionsgewicht des Baggers ohne Gegengewicht	t	27	45	54	69
Dienstgewicht des Baggers	t	34	61	76	93
Stundenleistung theoretisch	m³	80	110	145	180

In der Tabelle ist die theoretische Stundenleistung der Bagger ngegeben. Für die effektive Tagesleistung eines Baggers kommen eben der theoretischen Leistungsfähigkeit noch andere Momente in Frage, die sich jedoch dem Einfluß des Herstellers völlig entziehen, so . B. die Bodenart — ob leichter, mittlerer oder schwerer Boden oder Felsen —, ferner die Arbeitsdispositionen an der Arbeitsstelle, auf der Kippe usw. Die wirklich zu erzielenden Tagesleistungen lassen sich nur von Fall zu Fall auf Grund genauer Kenntnisse der örtlichen Verhältnisse, der Abfuhr- und Entladedispositionen erreichen.

Löffelbagger müssen so stark gebaut sein, daß sie die im Betriebe unvermeidliche rauhe Behandlung vertragen. Wenn z. B. der zu baggernde Boden allzugroßen Widerstand entgegensetzt, so darf wohl die antreibende Maschine zum Stillstand kommen, die Triebwerksteile

Abb. 8. Vom 2 m³-Löffelbagger bewältigte schwere Gesteinsmassen.

müssen jedoch so bemessen sein, daß kein Teil zu Bruch geht. Bei der Konstruktion ist ferner auf weitgehendste Austauschmöglichkeit der dem Verschleiß unterworfenen Teile zu achten. Wenn jede Lagerschale, Büchse usw. an mehreren Stellen Verwendung finden kann, so kommt die Baustelle mit einem verhältnismäßig geringen Bestand von Ersatzteilen aus. Voraussetzung dafür ist natürlich, daß sämtliche Ersatzteile nach dem Toleranzsystem hergestellt sind.

Bei modernen Baggern wird die Steuerung von einem Mann besorgt; dem Führer sind alle Hebel zur Bedienung bequem zur Hand gegeben, so daß er den Bagger während des ganzen Tages ohne Ermüdung bedienen kann. Alle Steuerbewegungen werden gleichsinnig den Bewegungen des Baggers ausgeführt.

Für die Maschinenanlage hat sich als sehr vorteilhaft die Ausführung nach dem Dreimaschinensystem erwiesen, bei dem je eine Maschine für das Heben, Drehen und Löffelvorschieben vorgesehen ist. Die Dreh- und die Löffelmaschine kann man dabei völlig gleich halten, so daß Ersatzteile der einen Maschine ohne weiteres für die andere passen. Die Kessel werden meist als stehende Quersiederkessel mit vollständig geschweißtem Innenkörper ausgeführt. Sie werden durch zwei Injektoren gespeist; Pumpen haben sich an Stelle der Injektoren erfahrungsgemäß für die Verhältnisse beim Baggerbetrieb nicht bewährt.

Neuerdings hat man die Löffelbagger mit einem Fahrgestell für Raupenschlepperbetrieb (Abb. 7) versehen, eine Konstruktion, die übrigens in Amerika bereits seit längeren Jahren eingeführt ist und sich vorzüglich bewährt hat. Der Bagger ist dadurch unabhängig von Gleisen, und es gibt für ihn keine Hindernisse durch Unebenheiten des Geländes; natürlich kann man ihn sowohl für Dampfkraft wie für elektrischen Antrieb einrichten. Zweifellos wird er sich auch bei uns — wenigstens bei nicht zu weichem Boden — bewähren und auf mancher Baustelle den auf Schienen laufenden Löffelbagger verdrängen.

Die Bauausstellung Essen 1925.

Von Prof. Heese, Essen.

Die Schwierigkeiten, welche durch die Ungunst der Verhältnisse infolge der militärischen Besetzung der alten Hauptausstellungshallen und der Nichtvollendung eines durch Baugrundbeschaffenheit und Streik verzögerten Eisenbetonhallenbaues entstanden, erscheinen jetzt als überwunden.

Die für die Zwecke der Sportausstellung neu errichtete einschiffige Bohlenbinderhalle wird die Ausstellungshalle I „Baustoffe für den Auf- und Ausbau", Gruppe III „Neubaukonstruktionen unter Berücksichtigung der Gesundheitstechnik und Wärmewirtschaft des Hauses" und einen Teil der Gruppe II „Baumaschinen, Baugeräte und Bauhilfsmittel" aufnehmen. Der andere Teil dieser Gruppe wird auf dem neugepachteten Freigelände zwischen Norbert-, Justus- und Wolfgangstraße in schönen, gärtnerischen Anlagen zur Schau gestellt werden. Er befindet sich hier in der Nähe des in der Norbertstraße geplanten Einganges.

[1]) Nach Angaben der Niemag, Duisburg-Meiderich.

Für die Gruppe IV Ausstellung „Deutsches Bauwesen", veranstaltet von den Vereinen des „Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine", und Gruppe V „Industriebau" ist als Ersatz für die Eisenbetonhalle eine neuzeitliche dreischiffige Holzhalle mit Zollbaulamellendach im Bau begriffen. Das nach Art der Basilikalanlagen mit hohem Seiten- und Oberlicht versehene Mittelschiff erhält eine Länge von 80 m und eine freie Spannweite von 24 m. Die Seitenschiffe werden je 50 m breit. Außerdem werden eine Reihe künstlerisch ausgebildeter, pavillonartiger Aufbauten einzelner Firmen für deren Sonderausstellung errichtet. Hierzu gehören die Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalkwerke, Münster i. Westf., die Deutschen Durumfixwerke, Essen, die Deutschen Luxfer-Prismen-Werke, Berlin-Weißensee, die Deutsche Deckenbau Akt.-Ges., Essen, Franz Roller, Türen und Fenster, Trier. Außerdem wird ein 90 m² großes Gewächshaus mit Palmen im Freigelände erstehen.

Die Ausstellung „Deutsches Bauwesen" soll durch Modell, Bild und Zeichnung einen vollständigen Überblick über die neuzeitlichen Bauausführungen und durch umfangreiche Schulausstellungen ein anschauliches Bild von der Erziehung des Nachwuchses im Baufach liefern.

Eine Anzahl von Vorträgen bekannter Fachmänner wird nicht nur mit der Tagung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine verbunden sein, sondern sich über den größten Teil der für die Ausstellung vorgesehenen Zeit vom 18. Juli bis 16. Aug. erstrecken. Es kommen voraussichtlich folgende Vorträge in Frage:

1. Fried, Oberbaudirektor, Barmen: Müllverbrennung; 2. Dr. Veut, R. W. E., Essen: Installation, Elektr. Heizung, Elektr. Küche; 3. Michaelis, Oberbaurat, Berlin: Wärmewirtschaft im Wohnungsbau; 4. Prof. Michel, Techn. Hochschule, Hannover: Raumakustik; 5. Dr. Hein, Düsseldorf: Dreistoffsystem; 6. Prof. Otto Junkers, Köln: Geschichtliche Entwicklung des Badewesens; 7. Reg.-Bmstr. Wahl, Essen: Richtlinien im Industriebau; 8. Reg.-Bmstr. Philipp, Essen: Unfallverhütung; 9. Oberbaurat Mahlke, Berlin: Hausschwamm; 10. Narges, Kupferdreh: Moderne Putztechnik; 11. Dr. Meyer, Duisburg: Thermosbau.

Zeit und Ort dieser Fachvorträge werden demnächst bekanntgegeben.

Novon-Putz.

Die Gestaltung der Hausschauseiten hat, was Baustoffe und Ausgestaltung anbelangt, im Laufe der Zeit eine große Wandlung durchgemacht. Vom Ziegelrohbau mit Werksteinen zum Putzbau mit Kunststeinen, vom reichgegliederten Zement- und Kalkputz zum glatten, farbig wirkenden Edelputz, und dann einen Schritt weiter zu dem heute so beliebten handwerksmäßig bearbeiteten Steinputz.

Die hierbei verwendeten „wetterfesten" Farben entsprechen oft nicht den an sie zu stellenden Anforderungen, da sie des öfteren in verhältnismäßig kurzer Zeit vom Regen abgewaschen werden. Eine dauerhafte Außenfarbe ist nur durch Beimischung von licht- und kalkechten Farben zum Putz zu erzielen. Das zu verwendende Bindemittel muß besondere Eigenschaften haben, um leuchtende Farbflächen hervorzubringen. Es muß an sich möglichst weiß, nicht grau, und vor allem wasserundurchlässig sein, damit der Staub nicht durch Regen in die Poren gespült wird und die Flächen bald verfärbt. Sehr gut in dieser Hinsicht soll sich der Fassadenputz „Novon" der Wunnerschen Bitumenwerke G. m. b. H. in Unna in Westfalen erwiesen haben.

„Novon" stellt eine weiße Paste dar, die auf der Baustelle in Wasser verteilt und mit Sand und Farbe gemischt, das fertige Putzmaterial bildet und in den verschiedensten Putztechniken verarbeitet werden kann.

Warmwasserversorgung in Wohnhäusern.

Die Arbeitsgemeinschaft für Brennstoffersparnis Berlin in Berlin W 66, Leipziger Straße 3 (Zentr. 9061), hat zur Frage der dauernden oder periodischen Inbetriebhaltung der Warmwasserversorgungsanlagen auf Veranlassung des Ministers für Volkswohlfahrt wie folgt Stellung genommen:

Für die Entscheidung kommen zwei Gesichtspunkte in Frage, der hygienische und der wirtschaftliche.

Daß vom hygienischen Standpunkt aus der Dauerbetrieb unbedingt gefordert werden muß, bedarf im Hinblick auf die durch Krieg, Hungerblockade und Inflationszeit geschwächte Volksgesundheit keiner weiteren Ausführungen.

In wirtschaftlicher Hinsicht ist die Dauer der Betriebsperiode ausschlaggebend. Wird die Warmwasserversorgungsanlage etwa wöchentlich an zwei Tagen in Betrieb gesetzt, so ist zu berücksichtigen, daß an diesen beiden Tagen nahezu dieselbe Wassermenge verbraucht werden wird wie in der ganzen Woche. Aus diesem Grunde wird auch der Brennstoffverbrauch demjenigen bei Dauerbetrieb nahezu gleich sein. Zweifellos wird aber die Anlage selbst, die für eine derartig erhöhte Inanspruchnahme nicht eingerichtet ist, stark in Mitleidenschaft gezogen. Berücksichtigt man außerdem, daß auch an den Tagen, an denen die Anlage nicht in Betrieb ist, in den Haushaltungen warmes Wasser gebraucht wird, zu dessen Herstellung auch Brennstoff in den einzelnen Kochherden verbraucht wird, so kann ein kurzer periodischer Betrieb dem Dauerbetrieb gegenüber nicht als wirtschaftlicher angesprochen werden.

Bei größeren Betriebsperioden (alle zwei Wochen je drei Ta Betrieb) würde allerdings eine gewisse Brennstoffersparnis zu erzie sein, der jedoch — abgesehen von den hygienischen Bedenken erhöhte Ausgaben für die Instandhaltung der an diesen Tagen üb mäßig beanspruchten Anlage gegenüberstehen.

Entscheidung des Preisgerichts über den Wettbewerb den Entwurf der Friedrich-Ebert-Brücke in Mannhei

(Auszug.)

Eingegangen waren rechtzeitig 37 Entwürfe. Von ihnen wur als entweder den Ausschreibungsbedingungen nicht voll entsprech oder als nicht in ästhetischer Beziehung einwandfrei bei einer ers Beratung bereits 16 Entwürfe ausgeschieden, denen nach eingehen weiterer Beschlußfassung noch weitere 11 folgten; demgemäß kar 10 Entwürfe in engere Wahl. Für ihre Prüfung hatte das Preisgeric das entsprechend den allgemeinen Wettbewerbsbedingungen zusamm gesetzt war, in gemeinsamer Beratung folgende allgemeinen Grundsä für die Beurteilung in Ergänzung der Wettbewerbsbedingungen a gestellt:

1. Bezüglich der Höhenlage der Straße sind die Steigungsverh nisse, vom Tiefbauamt festgesetzt, innezuhalten, wobei eine Ramp erhöhung bis zu einer Neigung von 1:60 als erlaubt und als unwesentliche Abweichung vom Programm anzusehen ist.

2. Als ein Verstoß ist es nicht zu bewerten, wenn einz Träger im Hinblick auf die erforderliche Konstruktionshöhe in Nähe der Mittelpfeiler oder Endwiderlager ein wenig in das Hochwa eintauchen.

3. Mit Rücksicht auf die Unsicherheit des Baugrundes im rheingebiet verdienen unter sonst gleichen Voraussetzungen Entw den Vorzug, die äußerlich statisch bestimmt sind, sich also unempf lich gegen Stützensenkungen erweisen.

4. Da die Friedrich-Ebert-Brücke in einem Gelände erbaut w das im allgemeinen nur geringe Höhenunterschiede aufweist, so Brücken mit Hauptträgern zu bevorzugen, die nicht mit allzugro Massen über die Fahrbahn hinaussteigen, einmal also die Landsc zerschneiden und zum anderen, dem Winde stark ausgesetzt, o Querverbände verlangen, die meist in ästhetischer Hinsicht w befriedigen.

5. Die Lage der Hauptträger im Grundrisse bei Anwendung nur 2 Hauptträgern ist besonders alsdann günstig, wenn sie zwisc Bürgersteig und Fahrbahn liegen, da hiermit eine geringe St weite der Querträger bedingt ist. Entwürfe, bei denen die Hauptträ vollkommen unter der Fahrbahn liegen oder nur wenig über sie hin ragen, also den Blick von der Brücke nach allen Seiten unges freigeben, sind zu bevorzugen. Ragen Träger über die Fahrb hinaus, so ist die Anordnung empfehlenswerter, bei der sie de angeordnet sind, daß sie zwischen Fußweg und Fahrbahn eine Gr bilden, die nicht durch den Querverkehr auf der Brücke überschri werden kann, da im Hinblick auf den Schnellverkehr mit Automob auf der Brücke ein solcher Querverkehr durchaus nicht erwün sein kann. Soweit demgemäß der freie Ausblick von der Br durch solche Anordnungen nicht gestört war, wurden Einwendun gegen derartige Anordnungen mit Fuß- und Fahrverkehr trennen Hauptträgern nicht erhoben.

6. Diejenige Fahrbahnausbildung ist vorzuziehen, die eine lichst glatte Oberfläche für die Entwässerung bildet und geringe U haltungskosten erwarten läßt. Demgemäß sind reine Eisenbe decken und Betonbahn auf Belageisen empfehlenswert.

7. Einem vollwandigen Eisenbau ist im Hinblick auf die U haltung gegenüber Fachwerken der Vorzug zu geben, um so meh erstere Bauart bessere ästhetische Wirkung erwarten läßt.

Im übrigen wurde auf eine möglichst genaue Einhaltung Wettbewerbsbedingungen als selbstverständliche Forderung geac

Von den 10 in engere Wahl gezogenen Entwürfen wurden w weiterer Mängel noch 3 Entwürfe ausgeschieden, so daß für Preisverteilung und den Ankauf noch folgende 7 Entwürfe zur fügung standen:

1. Entwurf Nr. 3 mit dem Kennwort „Baustahl 48",
2. „ „ 4 „ „ „ „Flachbrücke",
3. „ „ 8 „ „ „ „Freier Uferblick",
4. „ „ 9 „ „ „ „Geist der Gotik",
5. „ „ 18 „ „ „ „Straffer Bogen, flache Stich",
6. „ „ 23 „ „ „ „Zwanzigstes Jahrhund
7. „ „ 34 „ „ „ „Bonito".

Nachdem auch diese Entwürfe einer nochmaligen Beurte und engsten Auswahl unterzogen worden waren, wurde in Würdi aller in Betracht kommender technischer, ästhetischer und wirtsc licher Fragen folgender einstimmiger Beschluß gefaßt:

Die vorgesehenen 4 Preise wurden wie folgt verteilt: Ein e Preis in Höhe von 8000 M, zwei zweite Preise in Höhe von je 500 ein dritter Preis in Höhe von 3500 M, zusammen 21 500 M. Die F wurden folgenden Entwürfen zuerkannt:

Ein erster Preis, Entwurf Nr. 4, Kennwort „Flachbrü 8000 M, ein zweiter Preis, Entwurf Nr. 3, Kennwort „Baustahl 5000 M, ein zweiter Preis, Entwurf Nr. 8, Kennwort „Freier Uferbl 5000 M, ein dritter Preis, Entwurf Nr. 23, Kennwort „Zwanzi Jahrhundert", 3500 M.

Ferner wurden mit je 1500 M zum Ankauf empfohlen: Entwurf Ir. 34, Kennwort „Bonito", Entwurf Nr. 9, Kennwort „Geist der Gotik", Entwurf Nr. 18, Kennwort „Straffer Bogen, flacher Stich".

Hierauf erfolgte die Feststellung der in verschlossenem Umschlag ngereichten Namen der Verfasser der preisgekrönten und zum Ankauf mpfohlenen Entwürfe. Die Feststellung ergab:

Nr. 4: Kennwort „Flachbrücke", erster Preis in Höhe von 8000 M. erfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werke Gustavsurg in Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, rchitekt Adolf Abel, Stuttgart.

Nr. 3: Kennwort „Baustahl 48", zweiter Preis in Höhe von 5000 M. erfasser: Dipl.-Ing. Lorentz, Mannheim, Architekt Alfred Müller, annheim, Architekt Ludwig Rösinger, Mannheim.

Nr. 8: Kennwort „Freier Uferblick", zweiter Preis in Höhe von 000 M. Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Verke Gustavsburg in Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger .-G., Mannheim, Architekt B. D. A. Karl Wiener, Mannheim.

Nr. 23: Kennwort „Zwanzigstes Jahrhundert", dritter Preis in öhe von 3500 M. Verfasser: Dr.-Ing. Paul Boros, Berlin, Architekt ugo Herfort, Berlin, Ing. Hugo Wendt, Berlin.

Nr. 34: Kennwort „Bonito", zum Ankauf empfohlen zum Preise on 1500 M. Verfasser: Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und ütten-A.-G., Dortmunder Union in Dortmund. Ed. Züblin & Cie., .-G., Stuttgart, Architekten Dipl.-Ing. Seytter und Dipl.-Ing. chuhmacher, Stuttgart.

Nr. 9: Kennwort „Geist der Gotik", zum Ankauf empfohlen m Preise von 1500 M. Verfasser: Grün & Bilfinger, A.-G., Mannheim, Gemeinschaft mit Dr.-Ing. Max Schmechel, Architekt D. W. B., annheim, nach einer unter Patentschutz stehenden Konstruktion s Oberingenieurs Kröger der Firma Grün & Bilfinger, A.-G., Manneim.

Nr. 18: Kennwort „Straffer Bogen, flacher Stich", zum Ankauf mpfohlen zum Preis von 1500 M. Verfasser: Josef Hoffmann & Söhne, .-G., Mannheim, in Verbindung mit Professor Billing, Karlsruhe.

Auf Gesamtanordnung und die Einzelheiten der reisgekrönten Entwürfe wird demnächst eine ausführche Veröffentlichung unserer Zeitschrift eingehen.

M. F.

Zuschrift zum Aufsatz Spangenberg in Heft 10.

Auf die Abhandlung von Prof. H. Spangenberg „Graph. estimmung der Normalspannungen usw." in Heft 10 d. J. geht ns folgende Zuschrift zu:

In „Beton und Eisen" 1919, Heft XVI, habe ich eine Abhandlung Exzentrische Druckbeanspruchung bei Ausschluß von Zugannungen" veröffentlicht (welche auch in der 24. Auflage des Bandes der „Hütte", Seite 697, erwähnt ist), in welcher eine direkte ösung der Bestimmung der Nullachse gegeben wird, von welcher ch die Prof. Spangenbergsche darin unterscheidet, daß letztere gemein gehalten ist, also nicht nur bei Ausschluß von Zugannungen verwendbar ist und außerdem die Größen $d\,w = y \cdot d\,F$ rechnet werden, hingegen werden sie bei mir gezeichnet.

Die Deutung der Gleichung (4) $\int y \cdot d\,w = 0$ der Spangenbergschen bhandlung ist abstrakt, meine Deutung derselben Gleichung nach nsetzen von $d\,w = y \cdot d\,F$ (in der Schreibweise Prof. Spangenbergs) Gleichung (4) $\int y \cdot y \cdot d\,F = 0$ als Moment auf zwei parallele Achsen statisch anschaulicher.

Auf Seite 372 rechte Spalte unten macht Prof. Spangenberg ekt darauf aufmerksam, daß $w = f.y$ graphisch erhalten werden nn, was ich in meiner Abhandlung mitteilte.

Da Prof. Spangenberg unter anderem auch die Lösung Raubals der „Österreichischen Wochenschrift für den öff. Baudienst" 1913 führt, von welcher sich meine durch einfachere Konstruktion und schaulichere Beweisführung unterscheidet, ist es zu bedauern, ß ihm meine Abhandlung unbekannt geblieben ist, weil sie — meiner sicht nach — zu Vereinfachungen hätte Anlaß geben können.

Čalogović,
o. Professor an der Technischen Hochschule in Agram.

Erwiderung auf diese Zuschrift.

Das von Prof. Čalogović im Jahre 1919 angegebene Verfahren genau das gleiche, wie das von Raubal im Jahre 1913 veröffenthte, auf das ich in meiner Abhandlung, Seite 369, Fußnote 4, hinwiesen habe. Sagt doch Čalogović selbst am Schluß seines Aufzes in „Beton und Eisen" 1919, S. 182: „Es sei noch bemerkt, ß dieser Gegenstand auch von N. Raubal in der „Österreichischen ochenschrift für den öffentlichen Baudienst" 1913, Heft 16, behandelt rde, doch hat dieser Verfasser das gleiche Ergebnis dort auf ganz derem als dem hier eingeschlagenen Wege gefunden." Čalogović ngt daher keine einfachere Konstruktion als Raubal, wohl aber ist zugeben, daß seine Beweisführung klarer ist. Jedoch ist die von logović gegebene Ableitung noch sehr umständlich; braucht er ch für den Sonderfall der exzentrischen Druckbeanspruchung bei sschluß von Zugspannungen im ganzen neun Gleichungen, um die ziehung $\int y\,\eta\,d\,F = 0$ zu erhalten, die in meinem Aufsatz mit allgemeiner Gültigkeit als dritte von drei ganz einfachen Gleichungen gefunden wird.

Nach Čalogović besagt die Gleichung $\int y\,\eta\,d\,F = 0$, „daß das Zentrifugalmoment des gedrückten Querschnitteils bezogen auf die Nullachse und die durch den Durchdringungspunkt der äußeren Kraft gelegte Parallele zur Nullachse verschwinden muß". Ob diese Deutung einfacher und anschaulicher ist, als die von mir angegebene Bestimmung der Nullachse als Resultante der Kräfte $d\,w = \eta\,d\,F$, darf ich dem Urteil der sachkundigen Leser überlassen, namentlich auch im Hinblick darauf, daß die Anwendung solcher gedachter w-Kräfte dem Ingenieur von anderen Aufgaben der Statik her geläufig ist.

Daß die Abhandlung von Čalogović Anlaß zu Vereinfachungen in meinem Aufsatz geben könnte, ist mir nicht ersichtlich, zumal die graphische Ermittlung der Werte $w = f \cdot \eta$ sich ebenfalls bereits bei Raubal findet. Auch ich habe, als ich mir das allgemeine Verfahren vor einer Reihe von Jahren entwickelte, zuerst die w-Werte zeichnerisch mit Hilfe des Seilpolygons der f-Werte bestimmt. Bei der praktischen Anwendung habe ich jedoch die Berechnung dieser Werte aus folgenden Gründen für vorteilhafter erkannt:

1. Die Werte $w = f \cdot \eta$ sind statische Momente; ihre Berechnung erfordert sicher nicht mehr Arbeit als ihre Bestimmung durch ein Kraft- und Seileck, ist aber zweifellos genauer.

2. Hat man die Werte w berechnet, so kann man für sie sehr leicht den geeigneten Kräftemaßstab wählen. Das ist besonders dann wichtig, wenn der Angriffspunkt innerhalb des Querschnitts liegt, weil dabei die w-Werte der Querschnittsstreifen in der Nähe des Angriffspunktes klein sind. Bei der graphischen Bestimmung hängt dagegen die Größe der w-Werte in der Zeichnung vom Längenmaßstab und von der Polweite des ersten Seilpolygons ab, so daß es schwerer zu übersehen ist, ob man diese Werte in einem zweckmäßigen Maßstabe erhält.

3. Den Hauptvorzug der rechnerischen Ermittlung der w-Werte erblicke ich darin, daß man hierbei zur Bestimmung der Nullachse nur ein Seilpolygon braucht, wodurch außer der Genauigkeit vor allem die Übersichtlichkeit der ganzen Konstruktion wesentlich erhöht wird.

Wie in Abschnitt V meines Aufsatzes (S. 372) angegeben, halte ich die graphische Bestimmung der w-Werte nur dann für zweckmäßig, wenn ein Eisenbetonquerschnitt unter Annahme von $E_z = 0$ oder $E_z = \frac{1}{m} \cdot E_b$ allein durch ein Biegungsmoment beansprucht wird. In diesem Falle ist es naheliegend, die w-Werte durch das Seilpolygon der f-Werte zu ermitteln, weil dieses Seilpolygon hier ohnehin zur Bestimmung der Größe des ideellen Querschnitts und der Lage seiner Schwerachse gezeichnet werden muß.

München, 1. Juli 1925. Prof. Spangenberg.

Zuschrift zum Aufsatz Slotnarin Heft 11.

Zu dem Aufsatz über die „chinesischen Eisenbahnvorschriften" teilt uns die Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. das Folgende mit:

In Heft 11 der Zeitschrift „Der Bauingenieur" von 1925 befindet sich ein Aufsatz von Herrn Dipl.-Ing. Slotnarin über „Auszug aus den chinesischen Vorschriften für das Entwerfen eiserner Eisenbahnbrücken". Im ersten Absatz dieses Aufsatzes wird auf einen Brückenauftrag der Schantungbahn hingewiesen, den die Firma M. A. N. Werk Gustavsburg im vorigen Jahre erhalten und ausgeführt hat. Wir möchten uns erlauben, hierzu zu bemerken, daß unser Werk bei diesem Auftrag in erheblichem Maße beteiligt war. Von den rd. 2210 t Brückenkonstruktionen sind geliefert worden:

von M. A. N. Werk Gustavsburg .... rd. 910 t
von Gutehoffnungshütte, Abt. Sterkrade ... „ 1300 t
zusammen rd. 2210 t

Nachtrag zum Aufsatz Butzer in Heft 14.

Zu dem Aufsatz „Kohlenwäsche für die Zeche Sachsen" ist noch auf Wunsch der Firma Heinrich Butzer, Dortmund, nachzutragen, daß als Architekt des Bauwerkes Herr Professor Alfred Fischer, Essen, tätig gewesen ist.

Holzwürmer zerstören Pfähle innerhalb $2^1/_2$ Monaten.

Nach „Engineering News-Record" 1925, Nr. 5, S. 189.

Im letzten Jahre sind die Angriffe von Holzwürmern auf Pfahlwerke im Bereich der Bucht von San Francisco und der Deltas des Sacramento und des San Joaquin von ungewöhnlicher Ausdehnung und Stärke gewesen. Einige im Mai eingetriebene Pfähle wurden fortgesetzt auf den Angriff der Holzwürmer hin beobachtet. Bis etwa 1. oder 15. Juli waren keine Angriffe festzustellen; danach setzten sie so rasch ein, daß die Pfähle bis zum 19. September außerstande waren, ihr eigenes Gewicht zu tragen. Die Tätigkeit der Holzwürmer war in der Höhe der unteren Wasserstandslinie annähernd so energisch wie in Höhe der Schlammlinie.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Das Baugewerbe in der Deutschen Wirtschaft.

Die Schonfrist, die der deutschen Wirtschaft nach dem Dawesplan gewährt wurde, geht mit dem 31. 8. zu Ende. Am 1. 9. beginnt die Zeit der Reparationszahlungen aus eigener Kraft. Wie steht die deutsche Wirtschaft am Ende der Schonzeit?

Die Handelsbilanz ist nach wie vor stark passiv und hat nach der Besserung im Monat Mai im Monat Juni wieder eine Verschlechterung erfahren. Nach Gegenwartswerten erhalten wir für die reine Waren-Ein- und Ausfuhr ohne Gold und Silber

	in Millionen		
	Einfuhr	Ausfuhr	Einfuhr-Überschuß
April	1006,95	670,05	336,90
Mai	994,24	728,01	266,23
Juni	1009,19	685,82	323,37
Januar-Juni ..	6393,17	4117,18	2275,99

Der Einfuhr-Überschuß im Jahre 1924 betrug für das ganze Jahr rund 2,6 Milliarden, so daß wir also 1925 im ersten Halbjahr schon den Einfuhr-Überschuß erreichen, den das ganze Jahr 1924 aufweist. Bedenklich stimmt der ständige Rückgang der Einfuhr von Rohstoffen und halbfertigen Waren, den Bedarfsstoffen der Industrie, verbunden gleichzeitig mit einer Zunahme der Einfuhr an Verbrauchsgegenständen, Lebensmitteln und Getränken, bedenklich stimmt der neuerdings wieder eingetretene Rückgang der Ausfuhr insbesondere bei Fertigwaren. Die ausländischen Kredite, die sich, wenn sie sich in Waren-Einfuhr umsetzen, in erster Linie durch Steigerung der Einfuhr der Rohstoffe zeigen müßten, sind zum großen Teil falsch, nämlich zum Verbrauch verwandt worden. Bei der Ausfuhr muß aber noch weiterhin die Frage aufgeworfen werden, ob es sich dabei auch tatsächlich um eine Besserung der Gesamtbilanz der deutschen Wirtschaft handelt oder ob nicht durch Preise unter Selbstkosten zwar die Handelsbilanz gebessert, die Gesamtbilanz aber verschlechtert wird. Jedenfalls zeigen sich in verstärktem Maße Klagen des Auslandes über deutsches Dumping und auch deutscherseits wurde im Zusammenhang mit den Verhandlungen über die kleine Zolltarifvorlage auf erhebliche Preisdifferenzen im Auslande und im Inlande hingewiesen (z. B. Kraftwagen). Bedeutet die Hereinnahme von Auslandskrediten Verschuldung und, wenn ihre produktive Verwertung nicht sichergestellt ist, mittelbare Verschleuderung von Substanz, so ist die Ausfuhr zu Verlustpreisen unmittelbarer Substanzverlust.

Die kleine Zolltarifvorlage ist nunmehr durch das Zollkompromiß der Regierungsparteien grundsätzlich gesichert. In den Verhandlungen hat man leider wieder einen agitatorisch-demagogischen Streit um materielle Einzelinteressen in der übelsten Form erlebt, hinter dem die großen Gedanken der Stärkung der heimischen Produktion, der Besserung der Handelsbilanz, der Stärkung des handelspolitischen Rüstzeuges vergessen wurden.

Unsere Handelsvertragsverhandlungen stehen wenig günstig. Die Verhandlungen mit Frankreich sind bis auf weiteres vertagt, der Handelsvertrag mit Spanien ist gekündigt, mit Polen leben wir im Zollkrieg. Das Ausland übersieht, daß die Reparationsforderungen aus dem Dawesplan überhaupt nur erfüllt werden können, wenn Deutschland das Verhältnis zwischen seiner Einfuhr und seiner Ausfuhr so grundlegend ändert, daß es die Reparationslasten aus dem Ausfuhr-Überschuß zahlen kann, was schon das Sachverständigengutachten klar erkannte. Man will Geld von uns, will es uns aber nicht verdienen lassen.

Den Dawesplan hat Deutschland im ersten Jahr getreulich erfüllt. Aber es war nur das Jahr der Vorbereitung. Aus eigenen Mitteln hatten wir nur 200 Millionen aus d[er] Reichsbahn aufzubringen, aber schon hat der Generalage[nt] des Dawes-Komitees bekanntgegeben, daß die Reichsba[hn] im Juni die erwarteten Überschüsse nicht gebracht habe u[nd] daß sich voraussichtlich auch im Juli kein günstigeres Ergeb[nis] herausstellen werde. Mit dem 1. 9. beginnt nun das ne[ue] Reparationsjahr, in welchem wir 1220 Millionen aus eigen[er] Kraft aufzubringen haben, nämlich 125 Millionen aus Industr[ie]obligationen und 1095 Millionen aus der Reichsbahn, dav[on] 595 aus Zinsen der Obligationen, 250 aus Verkauf von Vorzug[s]-Aktien, 250 aus der Verkehrssteuer, so daß sich eine Belastu[ng] von 970 Millionen ohne den Erlös für die Vorzugsaktien ergi[bt]. Die Schwierigkeiten des Reparationsproblems werden n[un] allmählich auch den führenden Wirtschaftspolitikern d[er] Feindstaaten bewußt; eine „Reparationsdämmerung" tr[itt] ein. Das Transfer-Problem zeigt sich als nur scheinbar gel[öst] und es wird klar, daß auch die Sachlieferungen aus de[m] Recoveryact auf die Dauer wie Barübertragungen wirk[en] müssen.

Unsere Währung steht fest (Schacht auf dem deutsch[en] Industrie- und Handelstag in Köln 25. 6. und in Darmsta[dt] 26. 6.); die Deckung in Gold allein und in Verbindung m[it] Devisen geht weit über die gesetzliche Mindestgrenze hina[us]. Unsere Währungs- und Bankgesetzgebung bildet den unl[ös]baren Rahmen, innerhalb dessen sich Preis- und Lohnsteigeru[n]gen nur vollziehen können. An diesem Rahmen finden a[lle] preiserhöhenden Bestrebungen ihre unverrückbare Grenze. [Es] muß aber Gemeingut aller wirtschaftlich Tätigen werden, w[ie] Cassel vor der Mannheimer Handelskammer am 19. 6. au[s]führte: „Das Wertverhältnis zwischen zwei Valuten wi[rd] wesentlich von der Quote der inneren Kaufkraft der beid[en] Valuten in ihren Ländern bestimmt." Ist der äußere Rahm[en] fest, müssen die inneren Kräfte im gegenseitigen Kampfe u[m] die Verteilung zum Ausgleich kommen.

Die wirtschaftspolitische Gesetzgebung des Reiches hat sich neben den handelspolitischen Fragen insbesondere m[it] Steuerfragen und der Frage der Aufwertung, ferner mit d[er] Aufstellung des Etats und der schwierigen Frage des Finan[z]ausgleichs zwischen dem Reich und den Ländern und Gemei[n]den zu befassen. Nach wie vor erhält sich der Eindruck, d[aß] man sich nicht nur allgemein in unserem Volke, sondern au[ch] in weiten Kreisen unserer Abgeordneten und auch der Reg[ie]rungen der Länder und der Verwaltungen der Gemeinden üb[er] unsere wahre wirtschaftliche Lage nicht klar ist oder daß m[an] sie aus politischen Gründen nicht klar sehen will. Die Au[f]wertungsfrage, die viel zu lange die Wirtschaft in Unru[he] hielt, ist zwar glücklich erledigt, bringt aber eine wesentlic[he] Belastung der Wirtschaft. Bei der Beratung der Steuern u[nd] des Etats sehen wir das peinliche Bild, daß man einerse[its] Anträge auf Erhöhung der Ausgaben stellt, während man a[uf] der anderen Seite sich durch Anträge auf Ermäßigung d[er] Steuern beliebt machen will. Jeder Antrag auf Erhöhung v[on] Ausgaben, der nicht gleichzeitig eine Deckungsmöglichk[eit] angibt, ist innerlich unehrlich. Der Reichsetat weist jetzt e[in] Defizit von 600—700 Millionen auf, wobei man allerdings hof[ft], daß die Einnahmen noch zu gering angenommen sind. [Im] Mai erforderten die Reichsfinanzen einen Zuschußbedarf v[on] 17,3 Millionen, im Juni von 39,3 Millionen.

Der Finanzausgleich zeigt vor allem in dem Widersta[nd] von Ländern und Gemeinden gegen die vom Reichstag v[er]langte Statistik der Finanzwirtschaft der Länder und G[e]meinden, der sich kümmerlich hinter den sattsam bekannt[en] Einwänden über das eigenstaatliche Leben usw. verbirgt, ei[ne] vollständige Verwirrung der Begriffe. Daß heute die Hauptl[ast] auf dem Reiche liegt, kann nicht bestritten werden; daß [es] dann auch die Haupteinnahmen haben muß, will man nic[ht] anerkennen. Man streitet sich um den Anteil an dem dur[ch] Reparationslasten und Steuerermäßigungen verkleinert[en]

Steueraufkommen und denkt nicht daran, die Lösung der Finanznot durch Bedarfseinschränkung zu versuchen. Die Zwangsausgaben bei 67 Städten und Gemeinden des Ruhrgebietes sind um 72 vH, die freiwilligen Ausgaben sind um 157,5 vH gestiegen! Wer hat heute Geld? Der Hamburgische Staat erwirbt Hafengelände von Stinnes, der preußische Staat Forstgelände und Anteile am Rhein.-Westf. Elektrizitätswerk. Häufig werden Anlagen aus Steuereingängen bezahlt, die nur aus dem Ertrag von Anleihen bezahlt werden dürften. Wir brauchen eine einheitliche Finanzpolitik, für die das Reich die Richtlinie geben muß; dazu ist auch dem Reich ein klarer Einblick durch regelmäßige Berichterstattung über die Finanzwirtschaft von Ländern und Gemeinden notwendig. Die einzelstaatliche „Wirtschaftsförderung" durch Steuerpolitik ist letzten Endes nichts anderes als die Ziehung innerdeutscher wirtschaftlicher Grenzlinien.

Zu der übermäßigen unproduktiven Belastung der Wirtschaft mit Steuern kommt der außerordentliche Mangel an Betriebskapital hinzu. Die Auslandskredite versiegen; für die inländische Kreditgewährung fehlt es an dem erforderlichen, auf längere Fristen zur Verfügung stehenden Kapital. Die Unfähigkeit des Geldmarktes, Übernahmestelle für Gelder länger befristeter Anlage zu sein, ist deutlich zu erkennen, wenn man den Wechsel der Flüssigkeit des Geldmarktes am Ende des Monats und in der Mitte untersucht. Der Markt verfügt nicht über genügend langfristige Kredite, so daß er durch die täglichen Dispositionen auf das schärfste beeinflußt wird. Die Spartätigkeit steigt an. Die Zahlen lauten in Millionen für dieses Jahr, wobei ich zum Vergleich die Friedenszahlen deutscher öffentlicher Sparkassen 1913 beigebe:

	Preußen	Bayern	Württemberg
1913	12478,9	706,1	626,3
Ende 1924	404,1	34,4	—
Mai 1925	742,9	69,6	46,7

Die Spareinlagen im ganzen Deutschen Reich betrugen 1913 in öffentlichen Sparkassen 18 305,8 Millionen, in nicht öffentlichen Sparkassen 1 383,2 Millionen. Betrachtet man noch dazu die Geldentwertung, so erkennt man bei aller Befriedigung daß überhaupt wieder gespart wird, wie weit wir noch von dem Friedensstand entfernt sind. Dazu kommt noch, daß sich der Sparerkreis heute ganz anders zusammensetzt als früher; es ist überhaupt oftmals nicht erspartes Geld, das in den Sparkassen Anlage gefunden hat, sondern Kapital, das eine andere Anlageform gesucht hat.

Die Lage der Wirtschaft wurde weiter durch eine wesentliche Erhöhung der sozialen Lasten verschlechtert; Unfallversicherung, Invalidenversicherung, Angestelltenversicherung bringen erhöhte Lasten. Die anfechtbare Tarifpolitik der Reichsbahn kommt hinzu.

Die Selbstreinigung der Wirtschaft hat immer noch nicht in der erforderlichen Stärke eingesetzt. Bei einer verminderten Produktion, bei brachliegender Wirtschaft, bei einem erschreckenden Mangel an Betriebskapital haben wir noch wesentlich mehr Betriebe als im Frieden. Die Zahl der in das Berliner Handelsregister eingetragenen Firmen betrug 1913 31 600, 1924 61 000; ähnlich ist es überall. Wir haben immer noch einen zu großen Verwaltungsapparat. Die Zahl der Konkurse liegt etwas unter der Friedenszahl, wobei allerdings nicht vergessen werden darf, daß die stillen Liquidationen, die Einigungen mit den Gläubigern außerhalb des Konkurses, ferner die Fälle der Nichteröffnung des Konkurses wegen Mangels an Masse, die Geschäftsaufsichten, erheblich zugenommen haben, ebenso die Wechselproteste. Die bedenkliche Lage vieler in der Inflationszeit aufgeblühter Konzerne ist bekannt.

Der Ruhrkohlenbergbau hat für ungefähr 200 Millionen Kohlen auf Halde liegen. Über Abhilfemaßnahmen finden z. Zt. eingehende Verhandlungen mit Arbeitgebern und Arbeitnehmern statt. Die Schwerindustrie, aber auch die verarbeitende Industrie klagt über den Rückgang des Auftragsbestandes. Gute Beschäftigung zeigt z. T. die Industrie der Verbrauchsgegenstände, und zwar der billigeren, anderseits aber auch die Industrie der Verkehrsmittel (Fahrräder, Autos), obwohl für die letzteren die Befürchtung eines Abflauens angekündigt wurde. Die Wagengestellung der Reichsbahn hat zugenommen.

Die Beschäftigung des Baugewerbes geht schon rein saisonmäßig zurück. Das Baujahr hat nicht gehalten, was man sich in manchen Kreisen versprochen hat. Die Unterbietungen dauern an, ja nehmen noch zu. Moralische Erwägungen nützen hier nichts, es ist die wirtschaftliche Lage der Betriebe, die sich hier wiederspiegelt. Man versucht, den Betrieb über Wasser zu halten, und hofft auf das Wunder, das sich bald einstellen soll. Während die Ziegelpreise wieder gestiegen sind, haben die Eisenpreise nachgelassen. In weiten Gebieten des Reiches sind schwere Lohnkämpfe entbrannt. Die Löhne dürfen nicht weiter steigen, im Interesse des Baugewerbes selbst, wie vor allem auch im Interesse der allgemeinen Wirtschaft und hier wieder nicht nur wegen der sozialpolitischen Rückwirkungen auf die Löhne der übrigen Wirtschaft, sondern auch wegen der rein wirtschaftlichen Rückwirkungen auf die allgemeine Preisgestaltung. Das Bauen kann und darf nicht weiter verteuert werden. Um dem Bauherrn aber auch die Möglichkeit des Disponierens über die verfügbaren Geldmittel wiederzugeben — und das ist von ebenso großer Bedeutung wie die Höhe der Bausumme selbst —, müssen wir zu Festpreisen im Bauen zurückkehren. Der Beton- und Tiefbau-Wirtschafts-Verband hat am 1. 7. 1925 beschlossen, bei Aufträgen von sechs Monaten Dauer nur noch Festpreisverträge abzuschließen. Der Reichsverband für das deutsche Tiefbaugewerbe hat sich jetzt diesem Vorgehen angeschlossen. Es muß Aufgabe aller wirtschaftlichen Verbände und der Behörden sein, diesen Grundsatz nicht nur im Baugewerbe, sondern ganz allgemein wieder zur Geltung zu bringen, in den Lieferindustrien des Baugewerbes, wie insbesondere auch in der Einstellung der Schlichtungsstellen in lohnpolitischen Auseinandersetzungen. Schäfer, Düsseldorf.

Großhandelsindex.

24. Juni	1. Juli	8. Juli	15. Juli	22. Juli	29. Juli
134,2	134,9	135,8	134,9	134,3	133,9

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

Arbeitsrecht. a) Amtsbeginn eines Baudelegierten. Nach Ziffer 2 der Vereinbarung über die Betriebsvertretung der Arbeiter im Baugewerbe vom 9. Oktober 1924 müssen die Namen der Baudelegierten dem Arbeitgeber schriftlich mitgeteilt werden. Erst wenn die Meldung erfolgt ist, beginnt das Amt des Baudelegierten. Es genügt nicht, daß der neugewälte Baudelegierte eine Mitteilung seiner Wahl an der Baustelle aushängt. Solange die angeführte Vorschrift nicht genau befolgt ist, hat das Amt des Neugewählten noch nicht begonnen und hat der Betreffende keinen Anspruch auf Behandlung als Baudelegierter. (Gew.Ger. Bochum v. 23. VI. 1925.)

b) Fehlen einer Betriebsvertretung. Wenn die Arbeiterschaft eines Betriebes sich an der Wahl zur Betriebsvertretung nicht beteiligt, so daß keine Betriebsvertretung zustande kommt, haben die Arbeitnehmer dadurch auf ihr Mitbestimmungsrecht bei der Festsetzung einer Arbeitsordnung verzichtet. Der Arbeitgeber ist in diesem Falle berechtigt und verpflichtet, eine Neuregelung oder Änderung der Arbeitsordnung einseitig von sich aus vorzunehmen. (Bescheid d. Reichsarbeitsministers v. 19. 9. 1924, abgedruckt Schlichtungswesen VI, 171.)

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland EV., Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband EV., Berlin W 30, Nollendorfplatz 3 I.)

Als Heft 27 der Veröffentlichungen des Reichsverbandes der Deutschen Industrie sind zwei Aufsätze erschienen über „Aktuelle Rechtsfragen der Industriebelastung" und „Die öffentliche Last nach dem Industriebelastungsgesetz und die Möglichkeit ihrer Abänderung". Die Verfasser sind leitende Beamte der Bank für deutsche Industrieobligationen und haben in einer Versammlung des Reichsverbandes bereits über dasselbe Thema referiert. Die Schrift (88 Seiten) gibt eine gut verständliche Darstellung der Fragen der Industriebelastung und ist im Selbstverlage des Reichsverbandes der Deutschen Industrie, Berlin W 10, Königin-Augusta-Straße 28, erschienen.

Werkswohnung und Mieterschutzgesetz.

Von Syndikus Dr. Brunner, Dresden.

Nach der bisherigen Rechtslage waren die Werkswohnungen dem Zugriff des Mieteinigungsamtes entzogen. Eine ganze Anzahl Gerichte hatte sich auf den Standpunkt gestellt, daß mit dem Ablauf des Dienst- oder Arbeits-Vertrages das Recht der Benutzung der Werkswohnung ohne weiteres und ohne besondere Kündigung der Werkswohnung endige. Für solche Orte allerdings, in denen ein besonders drückender Wohnungsmangel herrschte, war durch Gesetz vom 11. 5. 20 bestimmt, daß mit Genehmigung der obersten Verwaltungsbehörde Anordnungen getroffen werden könnten, dahingehend, daß die Zwangsvollstreckung aus Urteilen in Werkswohnungsangelegenheiten für eine bestimmte Zeit nur mit Einverständnis des Mieteinigungsamtes erfolgen dürfte. Eine solche Verordnung hatten allerdings wohl fast alle Gemeinden im Reiche erlassen, und bei der Schärfe, mit der diese Verordnungen durchgeführt worden sind, bedeuten die Bestimmungen des Gesetzes über Mieterschutz- und Mieteinigungsämter (vom 1. 6. 23), die nunmehr das Mietverhältnis bei Werkswohnungen mit regeln, wenn auch keine wesentliche, so doch immerhin eine Verbesserung der Rechtslage des eine Werkswohnung vermietenden Arbeitgebers. Bedauerlich ist freilich, daß Bestimmungen über Werkswohnungen, die ja nicht auf Grund eines Mietvertrages, sondern auf Grund eines Dienstvertrages an den Arbeitnehmer überlassen werden, in die Vorschriften über Mieterschutz aufgenommen worden sind. Damit hat der Gesetzgeber u. E. vollkommen ohne Grund mit der bisher herrschenden Auffassung gebrochen, daß das Werkswohnungsverhältnis der Ausfluß eines Dienstverhältnisses, nicht eines Mietverhältnisses sei.

Der besondere Zweck, der mit der Vergebung der Werkswohnung verbunden ist, nämlich der, daß der Arbeitgeber sich zur Hebung der Produktion in seinem Betriebe einen Stamm von guten Arbeitern und Angestellten sichern und an sich fesseln will, kann nur erfüllt werden, wenn der Grundsatz, daß Werkswohnungen auch unter allen Umständen Werksangehörigen vorbehalten sind, aufrechterhalten bleibt. Dadurch ist natürlich noch bedingt, daß durch die Lösung des Dienst- oder Arbeitsverhältnisses ohne weiteres die Überlassung der Werkswohnung ihr Ende findet. Im Nachstehenden veröffentlichen wir den Wortlaut der Bestimmungen über Werkswohnungen, die im wesentlichen in den §§ 20—23 des Gesetzes über Mieterschutz und Mieteinigungsämter vom 1. VI. 23 erhalten sind. Es heißt dort:

§ 20.

Ist der Raum nur mit Rücksicht auf ein zwischen den Vertragsteilen bestehendes Dienst- oder Arbeitsverhältnis vermietet, so gelten die §§ 1—19 auch über die Dauer des Dienst- oder Arbeitsverhältnisses hinaus. Dies gilt nicht, wenn der Mieter durch sein Verhalten dem Vermieter gesetzlich begründeten Anlaß zur Auflösung des Dienst- oder Arbeitsverhältnisses gegeben hatte oder wenn der Mieter das Verhältnis aufgelöst hat, ohne daß ihm vom Vermieter ein solcher Anlaß gegeben war. Ist streitig, ob ein begründeter Anlaß zur Auflösung des Dienst- oder Arbeitsverhältnisses vorlag und ist für die Entscheidung die Zuständigkeit einer anderen Stelle begründet, so ist die Verhandlung bis zur endgültigen Erledigung des Streites auszusetzen. Die Entscheidung der anderen Stelle ist für das Gericht bindend, das über den Mietstreit entscheidet.

Gewerkschaftliche Betätigung, insbesondere eine Beteiligung an Gesamtstreitigkeiten über Lohn- und Arbeitsbedingungen, rechtfertigen die Aufhebung des Mietverhältnisses nicht.

§ 21.

Ist ein Raum nur mit Rücksicht auf ein zwischen den Vertragsteilen bestehendes Dienst- oder Arbeitsverhältnis überlassen und stellt die Überlassung einen Teil der für die Leistung der Dienste zu gewährenden Vergütung dar, so finden die Vorschriften des § 20 nach der Auflösung des Dienst- oder Arbeitsverhältnisses entsprechende Anwendung. Der für die weitere Überlassung des Raumes zu entrichtende Mietzins wird auf Antrag eines Vertragteils von dem Mieteinigungsamt festgesetzt.

§ 22.

Gelten in den Fällen der §§ 20, 21 die §§ 1—19 auch nach der Beendigung des Dienst- oder Arbeitsverhältnisses, so genügt es an Stelle des in § 4 bezeichneten Aufhebungsgrundes, daß der Vermieter den Mietraum des Mieters in dem Dienst- oder Arbeitsverhältnis dringend braucht. Der Vermieter wie der Mieter kann verlangen, daß die Zwangsvollstreckung statt von der in § 6 bezeichneten Sicherung eines Ersatzraumes davon abhängig gemacht wird, daß der Vermieter an den Mieter einen angemessenen Geldbetrag zahlt; § 6 Abs. 2 Satz 2, 3, § 14, § 16 gelten entsprechend.

§ 23.

Sind Räume in Gebäuden, die von dem Inhaber eines Betriebs zur Unterbringung von Angehörigen des Betriebs errichtet sind, an einen Betriebsfremden überlassen, so kann der Vermieter die Aufhebung des Mietverhältnisses verlangen, wenn er den Raum für einen Angehörigen des Betriebs dringend braucht. § 22 findet mit der Maßgabe entsprechende Anwendung, daß der Geldbetrag nur zuzuerkennen ist, wenn die Versagung eine unbillige Härte darstellen würde.

Das Gesetz tritt am 1. Oktober 1923 in Kraft. Bis dahin bleiben das Gesetz über Maßnahmen gegen Wohnungsmangel vom 11. Mai 1920 und die dazu erlassenen Anordnungen insoweit in Geltung, als ihre Bestimmungen nicht den Vorschriften des neuen Gesetzes entgegenstehen. Auf Neubauten oder durch Um- oder Einbauten neu geschaffene Räume, wenn sie nach dem 1. Juli 1918 bezugsfertig geworden sind oder künftig bezugsfertig werden, finden die Vorschriften des Gesetzes hinsichtlich Mieterschutz keine Anwendung.

Klar ist also einmal, daß dann, wenn der Arbeitnehmer freiwillig aus dem Dienstverhältnis ausscheidet, ohne daß der Arbeitgeber einen Anlaß dazu gegeben hat, er auch die Werkswohnung zu räumen hat. Hat der Arbeitgeber gegen eine Bestimmung des § 124 der Gewerbeordnung oder des § 71 des Handelsgesetzbuches verstoßen und der Arbeitnehmer macht von seinem Recht der fristlosen Entlassung Gebrauch, so genießt er auch über seine Dienstzeit hinaus den Schutz des Mietergesetzes. Er genießt ihn auch dann, wenn er in solchen Fällen nicht fristlos, sondern unter Einhaltung einer Kündigungsfrist das Arbeitsverhältnis gelöst hat. Ist das Arbeitsverhältnis von seiten des Arbeitgebers aufgekündigt, so ist zu unterscheiden, ob der Arbeitnehmer durch sein Verhalten einen begründeten Anlaß dazu gegeben hat oder nicht. Der Arbeitgeber kann unter allen Umständen dann die Räumung der Dienstwohnung verlangen, wenn er den Arbeitnehmer fristlos unter Bezugnahme auf § 123 der Gewerbeordnung oder § 72 des Handelsgesetzbuches entlassen hat. Nur in einem Falle ist hier die Beendigung des Mietverhältnisses nicht ohne weiteres möglich, nämlich dann, wenn die fristlose Entlassung erfolgt ist, weil der Arbeitnehmer zur Fortsetzung der Arbeit unfähig geworden oder mit einer abschreckenden Krankheit behaftet ist (§ 123 Ziffer 8 der Gewerbeordnung) und zwar dann, wenn die Krankheit eine unverschuldete war, die Auflösung des Arbeitsverhältnisses also nicht durch das Verhalten des Arbeitnehmers begründet war. Erfolgt die Auflösung des Arbeitsvertrages fristgemäß, dann ist folgendes zu beachten:

Hat der Arbeitnehmer keine Schuld daran, so z. B. im Falle teilweiser oder gänzlicher Betriebsstillegung oder sonstiger durch die Betriebsverhältnisse bedingter Gründe, dann gelten die Schutzbestimmungen des Mieterschutzgesetzes auch für das Werkswohnungsverhältnis des Mieters in vollem Umfange. Nicht gelten sie dagegen dann, wenn auch hier die Gründe zur Lösung im Verhalten des Mieters liegen. Wenn er z. B. gegen Bestimmungen der Arbeitsordnung verstoßen hat, die dem Arbeitgeber das Recht zur Kündigung geben, wenn seine Leistungen nicht entsprachen oder ähnliches mehr. Ist zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer Streit darüber entstanden, ob die Kündigung gerechtfertigt war oder nicht und ist für die Entscheidung darüber die Zuständigkeit einer anderen Stelle gegeben (Gewerbegericht oder Schlichtungsausschuß), so ist die Verhandlung zur endgültigen Erledigung des Streites vor dieser Stelle auszusetzen. Die Entscheidung ist für das Gericht, das über den Mietstreit entscheidet, bindend. Wird z. B. auf Grund des § 84 BRG. Einspruch gegen die Kündigung erhoben und der Schlichtungsausschuß angerufen, so können folgende Fälle eintreten:

a) Der Schlichtungsausschuß hält die Kündigung für gerechtfertigt, dann muß die Werkswohnung geräumt werden.

b) Der Schlichtungsausschuß hält die Kündigung für gerechtfertigt und zwar deswegen, weil die Verhältnisse des Betriebes dies bedingt haben, dann läuft das Mietverhältnis trotzdem weiter und kann nur unter Beachtung der allgemeinen Bestimmungen des Mieterschutzgesetzes gelöst werden.

c) Der Schlichtungsausschuß hält die Kündigung für ungerechtfertigt, dann besteht natürlich auch kein Grund zur Auflösung des Mietverhältnisses.

Gleichgültig ist im letzten Falle, ob sich der Arbeitgeber zur Wiedereinstellung oder zur Zahlung einer Abfindung entschließt. Besonders geregelt sind die Fälle, wenn Arbeitnehmer fristlos entlassen werden, weil sie an einem Streik teilgenommen haben oder wenn sie von einer Aussperrung betroffen werden, durch die ihr Arbeitsverhältnis fristgemäß gelöst wird. In beiden Fällen soll die Aufhebung des Mietverhältnisses nach den Bestimmungen des Gesetzes dann nicht gerechtfertigt sein, wenn diese Entlassungen Folgen gewerkschaftlicher Betätigung des Arbeitnehmers, insbesondere Folgen einer Beteiligung an Gesamtstreitigkeiten über Lohn- oder Arbeitsbedingungen waren. Das Mietverhältnis gilt auch hier als gelöst, wenn der Streik ein sogenannter wilder, also von den Gewerkschaften nicht genehmigter war, weil man in diesen Fällen nicht von gewerkschaftlicher Betätigung reden kann.

Räumt der Arbeitnehmer in all den Fällen, in denen er nach dem bisher Ausgeführten zur Räumung verpflichtet ist, die Werkswohnung nicht, so muß der Arbeitgeber auf Aufhebung des Mietverhältnisses klagen. Zuständig für die Klage ist, und zwar ausschließlich, das Amtsgericht, in dessen Bezirk sich der Raum befindet, und zwar entscheidet es unter Zuziehung von Beisitzern, die zur Hälfte Vermieter aus dem Kreise der Hausbesitzer, zur Hälfte Mieter sein müssen. Der Klage ist in den bezeichneten Fällen unter allen Umständen stattzu-

geben und das Gericht muß dabei die Entscheidung des Gewerbegerichts oder des Schlichtungsausschusses über die Entlassung beachten.

Abgesehen also von den Fällen, in denen die Entlassung auf ein Verhalten des Arbeitnehmers zurückzuführen ist, hat also der Werkswohnungsmieter die gleichen Rechte gegen seinen Vermieter wie der Mieter im allgemeinen. Nur in einem Falle wird dem Charakter der Werkswohnung von dem Gesetzgeber besonders Rechnung getragen. Der Arbeitgeber braucht nämlich nicht wie der Vermieter im allgemeinen zur Begründung des Verlangens nach Aufhebung des Mietvertrages den Nachweis zu erbringen, daß für ihn aus besonderen Gründen ein so dringendes Interesse an der Erlangung des Mietraumes besteht, daß auch bei der Berücksichtigung der Verhältnisse des Mieters die Vorenthaltung eine schwere Unbilligkeit für den Vermieter darstellen würde, sondern es genügt ganz einfach, daß der Vermieter den Mietraum dringend braucht. Auf die Verhältnisse des Mieters ist also in diesem Falle keine Rücksicht zu nehmen. Außerdem kann der Werkswohnungsvermieter wie der Mieter verlangen, daß die Zwangsvollstreckung statt von der Sicherung eines Ersatzraumes (§ 6) davon abhängig gemacht wird, daß der Vermieter an den Mieter einen angemessenen Geldbetrag zahlt. Was unter angemessen zu verstehen ist, muß im einzelnen Falle geprüft werden. Keinesfalls wird aber ein Geldbetrag als angemessen verlangt werden können, so führt ganz richtig Erdmann[1]) aus, der den Arbeitnehmer in diese Lage versetzt, sich ein Haus zu kaufen oder Ersatzräume zu bauen. Sind in der Werkswohnung Betriebsfremde untergebracht, so kann der Vermieter nach § 23 die Aufhebung des Mietverhältnisses verlangen, wenn er den Raum für einen Angehörigen des Betriebes dringend braucht. § 22 findet Anwendung mit der Maßgabe, daß der Geldbetrag nur zuzuerkennen ist, wenn die Versagung eine unbillige Härte darstellen würde. Die Gemeindebehörden haben dem zur Herausgabe Verpflichteten Ersatzräume zuzuweisen, es sei denn, daß der Verpflichtete gegenüber der Gemeindebörde auf die Zuweisung des Ersatzraumes verzichtet hat. Ein Ersatzraum ist auch dann schleunigst zuzuweisen, wenn der Mieter den Mietraum gegen Zahlung eines Geldbetrages hat herausgeben müssen. Die Gemeindebehörde darf den zur Herausgabe eines Raumes Verpflichteten nicht in den gleichen Raum wieder einweisen. (§ 36 des Mieterschutzgesetzes.) Zu beachten ist schließlich noch, daß nachdem nunmehr nach der Absicht des Gesetzgebers die Hergabe einer Werkswohnung kraft Mietvertrages erfolgt, auch die Bestimmungen des Reichsmietengesetzes auf diesen Vertrag anwendbar sind. Vermieter und Mieter können also jederzeit fordern, daß der Mietpreis nach dem Reichsmietengesetz festgesetzt wird. Unwesentlich bei der Behandlung der ganzen Frage ist es, ob es sich bei den Wohnungen um Grundstücke handelt, die dem Arbeitgeber zu eigen sind, oder um solche, die er selbst nur gemietet hat. Keine Anwendung findet das Mieterschutzgesetz nur dann, wenn es sich, wie eingangs darauf hingewiesen, um Neubauten oder um Einbauten handelt, die nach dem 1. Juli 1918 bezugsfertig geworden sind oder künftig bezugsfertig werden. Schließlich wäre noch die Frage zu prüfen, ob der Arbeitnehmer auf den Schutz des Gesetzes verzichten kann, mit anderen Worten, ob durch Vertrag bestimmt werden kann, daß auch bei Lösung des Arbeitsverhältnisses, die nicht durch das Verhalten des Arbeitnehmers bedingt ist, die Werkswohnung zu räumen ist. Erdmann[2]) bejaht dies m. E. mit Recht, da nach § 1 Abs. 1 des Mieterschutzgesetzes die Bestimmungen des Gesetzes nur dann Anwendung finden sollen, soweit die Lösung des Mietverhältnisses gegen den Willen des Mieters erfolgen soll und, auf das Werkswohnungs-Verhältnis angewandt, soweit dessen Lösung gegen den Willen des Arbeitnehmers herbeigeführt werden soll. Ist der Arbeitnehmer dagegen mit der Lösung einverstanden, so gelten die Bestimmungen nicht. Die formellen Vorschriften über die Aufhebung des Mietverhältnisses sind aber nach § 27 des Mieterschutzgesetzes trotzdem die gleichen. Auch hier ist die Aufhebungsklage vor dem zuständigen Amtsgericht anzustrengen. Da die Parteien aber in diesem Falle auf Grund Vertrages die Aufhebung des Mietverhältnisses bereits vereinbart haben, so muß das Amtsgericht der Aufhebungsklage unter allen Umständen stattgeben. Es empfiehlt sich daher für den Arbeitgeber bei Abschluß des Mietvertrages über die Werkswohnung darauf zu dringen, daß in den Vertrag eine Bestimmung aufgenommen wird dahingehend, daß das Recht zur Benutzung der Werkswohnung mit der Lösung des Dienstverhältnisses erlischt. Auch ältere Verträge müssen zweckmäßigerweise eine dahingehende Ergänzung bzw. Umänderung erfahren, wobei allerdings zu beachten ist, daß die Änderung des Vertrages nur mit dem Einverständnis des anderen Vertragskontrahenten möglich ist.

[1]) Erdmann, Die rechtliche Gestaltung des Werkswohnungsverhältnisses nach dem neuen Gesetz über Mieterschutz und Mieteinigungsämter vom 1. Juni 1923 in „Der Arbeitgeber" Zeitschrift der Vereinigung der Deutschen Arbeitgeber-Verbände.

[2]) Erdmann, a. a. O.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Die Luftverkehrswege im Rahmen des Gesamtverkehrswesens.

Auszug aus dem Vortrag des Herrn Dipl.-Ing. Dierbach vom Deutschen Aero-Lloyd, Staaken b. Berlin, gehalten im Ingenieurhause am 9. 6. 1925.

Die erste Entwicklung des Flugzeuges wurde in der Hauptsache durch die Rücksichtnahme auf den Krieg beeinflußt. Und so zogen die Flugzeuge als leichteste Kavallerie, in der Hauptsache für Aufklärungszwecke, mit den Armeen ins Feld. Schon im letzten Jahre des Krieges versuchten militärische Dienststellen, Luftverkehrslinien einzurichten. Die technische Entwicklung erwies sich jedoch als noch nicht reif für einen regelmäßigen Betrieb. Erst nach längerer Zeit, im Laufe mehrerer Jahre ist es den Luftverkehrsunternehmungen aller Kulturstaaten durch zielbewußte, zähe Arbeit gelungen, die Schwierigkeiten soweit zu überwinden, daß man heute von einem wirklichen Verkehr sprechen kann, bei dem der Reisende bis auf seltene Ausnahmen bestimmt damit rechnen kann, daß er sein Reiseziel zur festgesetzten Zeit erreicht.

Das Flugzeug als Verkehrsmittel.

Das Flugzeug besteht im wesentlichen aus dem Rumpf, welcher zur Aufnahme der Nutzlast und der Antriebskraft dient, und den Tragflächen, die die bei der Vorwärtsbewegung entstehenden Luftströmungen in geeigneter Weise ausnützen, um die Schwerkraft der Gesamtlast zu überwinden. Trotzdem das Flugzeug im Gegensatz zu den anderen Verkehrsmitteln dieses Tragwerk besitzt, ist das Verhältnis der Nutzlast zum Gesamtgewicht günstiger als beispielsweise bei der Eisenbahn. Während bei der Eisenbahn die Nutzlast nur etwa 5,8 vH des Gesamtgewichtes beträgt, ist beim Flugzeug der entsprechende Anteil 18 vH. Reine Massenbeförderungsmittel, z. B. Schleppkäne und Güterzüge, weisen selbstverständlich günstigere Lastverhältnisse auf.

Ein wesentlich anderes Bild ergeben die Vergleiche der Antriebskräfte. Beim D-Zug sind etwa 45 PS notwendig, um 1 t Nutzlast zu befördern, während das Flugzeug etwa 600 PS für dieselbe Leistung erfordert. Die Gründe für diesen großen Unterschied sind in der überlegenen Schnelligkeit zu suchen. Die Eisenbahn (D-Zug) erreicht eine durchschnittliche Geschwindigkeit von rd 54 km/Std., das Flugzeug dagegen ungefähr 135 km/Std.

Demgegenüber sind hier zwei Fragen zu beantworten: Erstens: Ist ein Schnellverkehr notwendig? Diese Frage muß unbedingt bejaht werden. Zweitens: Sind andere Verkehrsmittel in der Lage, gleiche Geschwindigkeiten auf wirtschaftlichere Art zu erreichen? Dies muß für das Schiff ohne weiteres verneint werden. Selbst bei geringen Geschwindigkeiten schafft hier der Schiffswiderstand im Wasser Werte, die einen wirtschaftlichen Verkehr ausschließen. Beim Kraftwagen sowie bei der Eisenbahn kommen zu den hohen Antriebskosten, die für die Erreichung der Geschwindigkeit notwendig sind, noch besondere Unkosten durch Ausbau des Streckennetzes. Der Kraftwagen müßte besondere Straßen haben.

Ein weiterer Vorteil des Flugzeuges gegenüber den anderen Verkehrsmitteln liegt in der zumeist geradlinigen Verbindung der beiden Endpunkte der Reise. Die dadurch ersparten Strecken werden meistens unterschätzt. Eine Zusammenstellung der Haupteisenbahnstrecken von Berlin aus hat ergeben, daß Umwege von 7 bis 30 vH gemacht werden, im Mittel sind sie mit 20 vH anzusetzen; die Umwege des Kraftwagenverkehrs und der Schiffahrt sind ungefähr gleich. Auch der Luftverkehr kann teils aus wirtschaftlichen, teils aus politischen Gründen nicht immer die gerade Linie innehalten, wenn Zwischenlandehäfen gekreuzt werden sollen. Die hierdurch hervorgerufenen Flugveränderungen betragen jedoch nur 0,2 bis 1 vH.

Bodenorganisation.

Das Flugzeug bedarf größerer Anlagen für Start und Landung nur an den Berührungspunkten mit dem übrigen Verkehr, sowie für Unterbringung und Versorgung der Maschinen. Den Hauptwert der Flughäfen bildet der Grund und Boden. Dieser ist heute infolge des noch wenig beflogenen und zum Teil weitmaschigen Netzes nur gering ausgenutzt, wenn beispielsweise 10 oder 20 Verkehrsmaschinen auf ihm starten oder landen. Als Beispiel, welche Anlagen für eine große internationale Strecke erforderlich sind, diene die Strecke London—Berlin—Königsberg—Moskau. Sie besitzt in Londen, Berlin, Königsberg und Moskau Endhäfen mit Hallen und Werkstätten für Unterbringung und Versorgung der Maschinen. Auf den Zwischenhäfen Amsterdam, Hannover, Kowno und Smolensk sind außer dem Gelände nur bescheidene Baulichkeiten und technische Einrichtungen erforderlich. Im Vergleich hierzu rechnet die Eisenbahn für 1 km Schienenweg 310 000 M., wohingegen die Kosten für

eine der Neuzeit entsprechende Kraftwagenstraße ungefähr 350 000 bis 400 000 M. ausmachen dürften.

Der Verkehr selbst.

Wir können nunmehr die Frage stellen: Welchen Platz nimmt der Flugverkehr im Gesamtverkehr ein? Der Luftverkehr ist ein ausgesprochener Schnellverkehr und dient in erster Linie der Beförderung von Fahrgästen, Post sowie wertvollen Gütern. Die gebotenen Vorteile werden je nach der Länge der zurückzulegenden Strecke größer und so sehen wir daher in dem Luftverkehrsnetz des Jahres 1925 hauptsächlich große internationale Ost-West-Verbindungen London—Kopenhagen, London—Moskau, Zürich—Wien und Nord-Süd-Verbindungen Hamburg—Zürich, Kopenhagen—Berlin—München.

Auf die Bequemlichkeit der Reisenden wird wie bei anderen Verkehrsmitteln größter Wert gelegt; ebenso wird die Regelmäßigkeit der durchgeführten Flüge dauernd gesteigert. Noch im Jahre 1923 konnten 8,5 vH der Flüge in der vorgeschriebenen Zeit nicht beendet werden, während 1924 nur noch 4,9 vH der Flüge mit Verspätungen zurückgelegt wurden. Die Hauptursache in der nicht planmäßigen Durchführung der Flüge war in dem Wetter, insbesondere in dem Nebel im Herbst und im Winter, zu suchen. An Unfällen der Verkehrsmaschinen sind infolge der intensiven Arbeit der Luftverkehrsgesellschaften nicht mehr zu verzeichnen, als sie auch bei den anderen Verkehrsmitteln immer noch in Betracht kommen.

Ortsgruppe Brandenburg.

Die Ortsgruppe veranstaltete im abgelaufenen zweiten Vierteljahr 1925 unter Führung ihres Vorsitzenden, Ministerialrat Busch zwei Besichtigungen.

Am 23. April d. Js. wurde die südliche Neubaustrecke der städtischen Nord-Südbahn besucht. Von der bereits im Betrieb befindlichen Strecke dieser Untergrundbahn zweigt im Süden der Stadt am Schnittpunkt der Belle-Alliance-Straße mit dem großen Ringstraßenzug Yorkstraße—Gneisenaustraße eine Neubaustrecke südwärts nach Tempelhof ab. Die Strecke wird von der Becker-Fiebig-Bauunion A.-G. ausgeführt, deren Vorstandsmitglied, Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Hasse zusammen mit den Herren der Städtischen Bauleitung, Reg.-Baumeister Mahlendorf und Oberingenieur Schröter die notwendigen Erläuterungen gaben.

Der Tunnelkörper wird auf die westliche Seite der Belle-Alliance-Straße gelegt. Am Ende der Tunnelstrecke, etwa dort, wo das Tempelhofer Feld beginnt, wird der Bahnhof Kreuzberg angelegt. Von diesem ab steigen die Gleise ostwärts auf einem Streifen neben die Berliner Straße schwenkend zur Geländeoberfläche empor und endigen in zwei Aufstellgleisen, auf denen vier Sechswagenzüge stehen können. Über die Fortsetzung der Bahn nach Tempelhof ist vorläufig noch nicht entschieden.

Die Belle-Alliance-Straße steigt in der Richtung der Neubaustrecke steil an. Die Untergrundbahn folgt ihr in etwas flacherer Neigung. Sowohl aus diesem Grunde wie deswegen, weil am Abzweigpunkt Belle-Alliance- und Gneisenaustraße die dort ostwärts abbiegende Strecke nach Neukölln unterführt werden muß, liegt die Bahn für Berliner Verhältnisse ziemlich tief. Im unteren Teil der Strecke durchquert die Bahn Schichten von Flußsand, Ton und eine Geröllschicht mit Fließsand. Auf diesem Teil muß das Grundwasser in zwei Staffeln abgesenkt werden. Der obere Teil liegt in einem Geschiebemergel felsähnlichen Charakter, in dem zuweilen große Granitfindlinge vorkommen, so daß dort zum Teil mit Sprengmitteln gearbeitet werden mußte.

Die tiefe Lage des Tunnels ermöglichte es, zum Teil neuartige Deckenkonstruktionen (Dreigelenkbogen in Beton mit aufgehobenem Horizontalschub oder auf dem Endbahnhof Rahmenträger in Eisenbeton) anzuwenden. Eine durchgehende Tunnelsohle ist auf der oberen Strecke nicht erforderlich. Die 1350 m lange Tunnelstrecke erforderte 125 000 m³ Bodenbewegung und 25 000 m³ Beton. Der ausgehobene Boden wird aus dem Tunnel mit Dampflokomotivbetrieb über die Rampe zur Aufhöhung des Flughafen- und Sportplatzgeländes auf dem Tempelhofer Feld verwandt. Die Baustoffe werden vom Neuköllner Schiffahrtskanal her, dem Bauhof und Lagerplatz auf dem Tempelhofer Feld, für dessen Anlage genügend Raum zur Verfügung stand, zugeführt und von dort mit Lastkraftwagen weitergebracht.

Die Teilnehmer gewannen über die großen Erd-, Beton- und sonstigen Arbeiten einen umfassenden Überblick, dem ein von der bauausführenden Firma gegebener Abendimbiß einen gemütlichen Abschluß gab.

* * *

Am 23. Juni 1925 wurden die Anlagen der Gemeinde Velten besucht. 27 km vom Stettiner Bahnhof nordwestlich liegt der heute etwa 9000 Einwohner zählende Ort. Bis vor etwa 20 Jahren war Velten nur durch seine Ofenkachelfabriken bekannt. Zu jener Zeit berief die Gemeinde den Meißener Stadtrat Zieger zu ihrem Bürgermeister. Seitdem führt Bürgermeister Zieger seine Gemeinde zielbewußt dazu, eine Industriesiedlung eigner Prägung zu werden. Er erkannte die wirtschaftliche Gefahr, die darin lag, daß der Ort nur auf eine Industrie — die Kachelherstellung — angewiesen war. Er suchte systematisch andere Industrien heranzuziehen und erkannte, wie günstig die Vorbedingungen dazu waren. Der Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin, der dort teilweise mit der Havel zusammenfällt, und die Güterumgehungsbahn um Berlin waren im Bau, die fast gradlinige Fortsetzung des großen Berliner Nord-Süd-Straßenzuges der Friedrich- und Müllerstraße läßt sich zu einer Kraftwagenstraße nach Velten ausbauen. Zunächst brachte der Bürgermeister durch Ankauf ein Drittel des gesamten Gemeindegebietes in den Eigenbesitz der Gemeinde. Ein Stichkanal von 3,3 km Länge zum Großschiffahrtsweg wurde 1912 fertiggestellt, ebenso ein Hafen und ein Anschluß zur Reichsbahn, auf dem die Gemeinde eigenen Lokomotivbetrieb unterhält. Die Folge dieser weitsichtigen Politik zeigt sich heute darin, daß nicht mehr ein, sondern 55 verschiedene Industriezweige in Velten ansässig sind und die Stadt die niedrigsten Steuern der Provinz Brandenburg sowie auffallend niedrige Elektrizitätspreise aufweist. Dabei erreicht der Elektrizitätsverbrauch eine höhere Menge als ihn manche Großstadt aufzuweisen hat.

Die Veltener Industrie beschäftigt 8000 Arbeiter. Die Einwohnerzahl Veltens beträgt 9000. Ein großer Teil der Arbeiter wohnt also noch außerhalb Veltens, denn sonst müßten etwa 35 000 bis 40 000 Personen in Velten angesiedelt sein.

Der unglückliche Kriegsausgang hat die tatkräftige Gemeindeverwaltung nicht entmutigt, sondern angespornt. Verschiedene Industrien aus den abgetretenen und Randgebieten sind zugewandert. Ein zweiter Stichkanal von 5,5 km Länge mit anschließendem Hafen ist im Bau. Der Kanal erhält rd 40 m Sohlenbreite, genügt also für vier nebeneinanderliegende oder fahrende Tausendtonnenschiffe. Er ist zum größten Teil vollendet und zwar sind dazu Erwerbslose aus Berlin und Umgegend herangezogen worden. Deswegen wurden Baumaschinen, wie Bagger, nur in beschränktem Umfange verwandt, im allgemeinen aber unter Grundwassersenkung mit Hand gearbeitet. Die Ufer sind in einfacher Form zunächst mit Hochofenschlacke eines nahegelegenen Hüttenwerkes befestigt. Sie können nach Belieben von den Anliegern ausgebaut werden. Beiderseits des Kanals wird ein Streifen von 300 m Tiefe für Industriegelände freigelassen. An dieses Gelände schließt sich eine 37 m breite Straße als Zufahrt an, in der das Anschlußgleis liegt.

Auch die noch fehlende Wohngelegenheit soll geschaffen werden. Die Gemeinde hat mit der Gemeinnützigen Siedlungs- und Kriegerheimstätten A.-G. in Berlin-Pankow einen Vertrag geschlossen, nach dem die Gesellschaft verpflichtet ist, Wohnhäuser auszuführen. Es sollen Wohnungen errichtet werden und zwar nicht nur schematische Miet- und Zweifamilienhäuser, sondern alle Bauarten gemischt je nach Wunsch der Wohnungssuchenden. Bis zum Spätherbst hofft man das erste Drittel des im Bau befindlichen Stichkanals mit den dazugehörigen Straßen-, Bahn- und Brückenanlagen, rd 600 Morgen Industriegelände, der Industrie übergeben zu können.

Der Entwurf für den Bebauungsplan und die sonstigen technischen Anlagen werden von verschiedenen Seiten bearbeitet. In hervorragendem Maße ist hieran das bekannte Ingenieurbüro Havestadt & Contag in Berlin-Wilmersdorf beteiligt. Ein Sachverständigenausschuß unter Vorsitz des Geheimrates Professor Dr.-Ing. Brix, Charlottenburg, steht beratend und beurteilend zur Seite. Für gewisse kommunale Aufgaben wird ein Zusammengehen mit den benachbarten Gemeinden Hennigsdorf und Oranienburg erstrebt.

Sowohl die Besichtigung wie der ausführliche an Hand von Plänen gehaltene Vortrag des Bürgermeisters Zieger gab den Teilnehmern ein weitgehendes Bild von dem sicheren und zähen Aufsteigen Veltens. Als Beispiele neu angesiedelter Industriezweige wurden die Steingutfabriken Velten-Vordamm und das Sägewerk der Becker-Fiebig-Bauunion A.-G., in dem u. a. Spundbohlen gewaltiger Abmessungen für Arbeiten am Kaiser-Wilhelm-Kanal geschnitten wurden, in Augenschein genommen. Ein gemütliches Beisammensein im Ratskeller des neuen Rathauses hielt die Teilnehmer noch einige Zeit beisammen.

Br.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, die die Aufgabe hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. J. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünscht und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Beitragszahlung.

Ein großer Teil der Mitglieder hat nur Teilbeträge für 1924 und 1925 entrichtet. Der Beitrag beträgt 6 M; für Herren, die gleichzeitig Mitglied des V. D. I. sind, 4,80 M, für Junioren 2 M. Die Geschäftsstelle ersucht dringend, die Beiträge auf Postscheckkonto 100 329 einzuzahlen. Die Geschäftsstelle gibt auf schriftliche oder telefonische Anfragen gern Auskunft, ob der Beitrag bereits entrichtet ist, falls sich Mitglieder im Zweifel befinden sollten.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang | 14. August 1925 | Heft 19

BERECHNUNG VON STOCKWERKRAHMEN FÜR SENKRECHTE LASTEN.

Von Prof. B. Löser, Dresden.

Durch die zu erwartenden neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen gewinnt die Berechnung von Stockwerkrahmen erhöhte Bedeutung. In der folgenden Arbeit wird gezeigt, daß diese Rechnung für senkrechte Lasten auf verhältnismäßig einfache Weise möglich ist. Einen beachtenswerten Beitrag zu dieser Frage lieferte Diem in Beton u. Eisen 1924: „Die Berechnung der Geradstabwerke mit unverschieblichen Eckpunkten". Ferner wurde benutzt die Arbeit des Verfassers über Momenten-Stützkräfte (Arm. Beton 1918).

1. Bezeichnungen.

Stäbe werden fortlaufend bezeichnet 1, 2, 3, ..., n, Knoten werden fortlaufend bezeichnet I, II, III, ...[1]) Die Momentenstützkräfte eines Stabes entstehen, wenn man seine Momentenfläche als Stabbelastung betrachtet. Momentenstützkräfte im n ten Felde:

$\mathfrak{A}_n$ und $\mathfrak{B}_n$ für die resultierende Momentenfläche,
$\mathfrak{A}_n{}^0$ und $\mathfrak{B}_n{}^0$ für die einfache Momentenfläche des statisch bestimmten Balkens.

Auflagerverdrehung des Stabes 3 am Knoten IV: $\tau_{3\,IV}$,
Stützenmoment des Laststabes 5 am Knoten IV: $X_{5\,IV}$,
Stützenmoment des unbelasteten Anschlußstabes 4 am Knoten II: $M_{4\,II}$
Stablänge des Stabes 6: l_6,
Trägheitsmoment aller Querschnitte des Stabes 6: J_6,
reduziertes Trägheitsmoment des Stabes 6: $w_6 = J_6 : l_6$.

2. Grundlagen des Verfahrens.

a) Der Einfluß eines belasteten Stabes wird auf die unmittelbar anstoßenden Stäbe beschränkt.

b) Die Auflagerverdrehung τ eines Stabes ist gleich der Momentenstützkraft geteilt durch EJ.

c) Alle an einem Knoten biegungsfest angeschlossenen Stäbe verdrehen sich daselbst um den gleichgroßen Winkel τ.

d) Die Stützenmomente M der unbelasteten Anschlußstäbe haben entgegengesetzte Richtung wie das Stützenmoment X des anstoßenden Laststabes (Abb. 1). Die absolut genommene Summe der Stützenmomente M ist gleich dem Stützenmoment X. Z bedeutet Zugseite des Stabes.

3. Geltungsbereich des Verfahrens.

Das Verfahren gilt streng nur dann, wenn die Stützenköpfe keine Verschiebungen, sondern nur Verdrehungen erleiden.

4. Verdrehungswinkel des Laststabes (Abb. 2).

Momentenstützkräfte der einfachen Momentenfläche:

$$\mathfrak{A}_4^0 = \int_0^{l_4} \frac{\mathfrak{M}_4 (l_4 - x_4)\, d\,x}{l_4} \quad \ldots\ldots\ldots (1$$

$$\mathfrak{B}_4^0 = \int_0^{l_4} \frac{\mathfrak{M}_4\, x_4\, d\,x}{l_4} \quad \ldots\ldots\ldots (2$$

Momentenstützkräfte der resultierenden Momentenfläche:

$$\mathfrak{A}_4 = \frac{1}{2} X_{4\,III}\, l_4 \frac{2}{3} + \frac{1}{2} X_{4\,IV}\, l_4 \frac{1}{3} + \mathfrak{A}_4^0 \quad \ldots\ldots (3$$

$$\mathfrak{B}_4 = \frac{1}{2} X_{4\,III}\, l_4 \frac{1}{3} + \frac{1}{2} X_{4\,IV}\, l_4 \frac{2}{3} + \mathfrak{B}_4^0 \quad \ldots\ldots (4$$

Die Auflagerdrehwinkel haben die Größe:

$$\tau_{4\,III} = \mathfrak{A}_4 : E\,J_4; \qquad \tau_{4\,IV} = \mathfrak{B}_4 : E\,J_4 \quad \ldots\ldots (5$$

$$\tau_{4\,III} = \left(\frac{2}{6} X_{4\,III}\, l_4 + \frac{1}{6} X_{4\,IV}\, l_4 + \frac{6}{6}\mathfrak{A}_4^0\right) : E\,J_4$$

$$6\,E\,\tau_{4\,III} = \left(2\,X_{4\,III} + X_{4\,IV} + \frac{6\,\mathfrak{A}_4^0}{l_4}\right) \cdot \frac{l_4}{J_4}$$

$$J_4 : l_4 = w_4 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (6$$

$$6\,E\,\tau_{4\,III} = \frac{1}{w_4}\left(2\,X_{4\,III} + X_{4\,IV} + \frac{6\,\mathfrak{A}_4^0}{l_4}\right) \quad \ldots\ldots (7$$

$$6\,E\,\tau_{4\,IV} = \frac{1}{w_4}\left(X_{4\,III} + 2\,X_{4\,IV} + \frac{6\,\mathfrak{B}_4^0}{l_4}\right) \quad \ldots\ldots (8$$

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

5. Verdrehungswinkel eines unbelasteten Anschlußstabes (Abb. 3).

F sei der linke Festpunkt des unbelasteten Anschlußstabes 2 zwischen den Knoten II und III. Im Knoten III stoße der Laststab an.

[1]) Für das Lesen vielleicht zweckmäßiger an Stelle I, II, III große Buchstaben A, B, C.

Dann ist

$$\tau_{2\,III} = \left(\frac{1}{2} M_{2\,III}\, l_2 \frac{2}{3} + \frac{1}{2} M_{2\,II}\, l_2 \frac{1}{3}\right) : E\, J_2$$

$$6\, E\, \tau_{2\,III} = \left(2\, M_{2\,III} + M_{2\,II}\right) \frac{l_2}{J_2}$$

$$J_2 : l_2 = w_2$$

$$6\, E\, \tau_{2\,III} = (2\, M_{2\,III} + M_{2\,II}) \frac{1}{w_2}$$

Nach Abb. 3:

$$M_{2\,II} = -M_{2\,III} \frac{a_2}{l_2 - a_2}$$

$$6\, E\, \tau_{2\,III} = \left(2\, M_{2\,III} - M_{2\,III} \frac{a_2}{l_2 - a_2}\right) \frac{1}{w_2}$$

$$6\, E\, \tau_{2\,III} = M_{2\,III} \frac{1}{w_2} \left(2 - \frac{a_2}{l_2 - a_2}\right)$$

$$6\, E\, \tau_{2\,III} = M_{2\,III} \frac{1}{w_2} \cdot \frac{2\, l_2 - 3\, a_2}{l_2 - a_2} \quad \text{. . . . . (9}$$

Wir führen den Hilfswert $L_{2\,III}$ ein; er bedeutet:

$$L_{2\,III} = w_2 \frac{l_2 - a_2}{2\, l_2 - 3\, a_2} \quad \text{. . . . . (10}$$

$L_{2\,III}$ ist die Momenten-Übergangszahl des Stabes 2 am Knoten III. Sie hängt ab vom reduzierten Trägheitsmoment $w_2 = J_2 : l_2$ und von der Lage des Festpunktes F. Es wird damit

$$\boxed{\begin{aligned} 6\, E\, \tau_{2\,III} &= M_{2\,III} : L_{2\,III} \\ L_{2\,III} &= w_2 \frac{l_2 - a_2}{2\, l_2 - 3\, a_2} \end{aligned}} \quad \text{. . . . . (11}$$

6. Die Größen der Übergangszahlen L.

Ausgezeichnete Werte von L sind:

bei freiem Endlauflager oder bei Gelenklagerung: $a = 0$; $L = 0{,}5\, w$

bei voller Einspannung: $a = \frac{1}{3}\, l$; $L = \frac{2}{3}\, w$,

beim durchlaufenden Träger: $a = \frac{1}{5}\, l$; $L = 0{,}571\, w$.

Tabelle der Zahlenwerte für L:

a =	L =	M′ —— M″	a =	L =	M′ —— M″
0	0,500 w	$M'' = 0$	0,25 l	0,600 w	$M'' = -\frac{1}{3} M'$
$^2/_{13}$ l	0,550 w	$M'' = -\frac{2}{11} M'$	0,30 l	0,636 w	$M'' = -\frac{3}{7} M'$
$^1/_5$ l	0,571 w	$M'' = -\frac{1}{4} M'$	$^1/_3$ l	0,667 w	$M'' = -\frac{1}{2} M'$

Da die Elastizitätsgleichungen bezüglich der Werte L wenig empfindlich sind, genügt es, L zu schätzen. Dünne Dachgeschoßsäulen schließe man am Fuße gelenkig an den Unterbau an.

Man wähle:

bei den untersten Säulen am Fundamentanschluß: $L = 0{,}667\, w$,
bei den übrigen Säulen $L = 0{,}600\, w$,
bei Riegeln an Randsäulen im obersten Geschosse $0{,}55\, w = L$,
desgl. in den folgenden Geschossen $L = 0{,}571\, w$,
bei Riegeln an den Innenstützen aller Geschosse $L = 0{,}600\, w$.

7. Die Elastizitätsgleichungen des Laststabes.

Nach Satz 2d: Am Knoten III (vergl. Abb. 4):

$$M_{1\,III} + M_{2\,III} + M_{3\,III} + X_{4\,III} = 0 \quad \text{. . . . . . (12}$$

Nach Gl. (11):

$$\left.\begin{aligned} M_{1\,III} = 6\, E\, \tau_{1\,III}\, L_{1\,III}; \quad M_{2\,III} = 6\, E\, \tau_{2\,III}\, L_{2\,III} \\ M_{3\,III} = 6\, E\, \tau_{3\,III}\, L_{3\,III} \end{aligned}\right\} \quad \text{. . (13}$$

Durch Verbindung von Gl. (12) u. (13):

$$6\, E\, \tau_{1\,III}\, L_{1\,III} + 6\, E\, \tau_{2\,III}\, L_{2\,III} + 6\, E\, \tau_{3\,III}\, L_{3\,III} + X_{4\,III} = 0 \quad \text{. (14}$$

Nach Satz 2c:

$$\tau_{1\,III} = \tau_{2\,III} = \tau_{3\,III} = \tau_{4\,III} = \tau_{III} \quad \text{. . . . . . . (15}$$

$$6\, E\, \tau_{III}\, (L_{1\,III} + L_{2\,III} + L_{3\,III}) + X_{4\,III} = 0 \quad \text{. . . . (16}$$

In der Klammer der Gleichung (16) steht die Summe der Übergangszahlen der unbelasteten Anschlußstäbe am Knoten III. Diese Summe soll mit dem Hilfswert $S_{4\,III}$ bezeichnet werden, so daß

Abb. 4.

$$\boxed{S_{4\,III} = L_{1\,III} + L_{2\,III} + L_{3\,III}} \quad \text{(17}$$

Damit lautet Gl. (16):

$$6\, E\, \tau_{III}\, S_{4\,III} + X_{4\,III} = 0 \quad \text{. . . . . (18}$$

Nun war nach Gl. (7):

$$6\, E\, \tau_{III} = \frac{1}{w_4}\left(2\, X_{4\,III} + X_{4\,IV} + \frac{6\, \mathfrak{A}_4^0}{l_4}\right) \quad \text{. . . . . . (7}$$

Durch Verbindung von Gl. (7) u. (18):

$$\frac{S_{4\,III}}{w_4}\left(2\, X_{4\,III} + X_{4\,IV} + \frac{6\, \mathfrak{A}_4^0}{l_4}\right) + X_{4\,III} = 0 \quad \text{. . . . (19}$$

Daraus folgen die gesuchten Elastizitätsgleichungen zur Ermittlung der beiden Stützenmomente $X_{n\,links}$ und $X_{n\,rechts}$ eines Laststabes n zu (Abb. 5)

Abb. 5.

$$\boxed{\begin{aligned} X_{n\,links}\left(2 + \frac{w_n}{S_{n\,links}}\right) + X_{n\,rechts} + \frac{6\, \mathfrak{A}_n^0}{l_n} = 0 \\ X_{n\,links} + X_{n\,rechts}\left(2 + \frac{w_n}{S_{n\,rechts}}\right) + \frac{6\, \mathfrak{B}_n^0}{l_n} = 0 \end{aligned}} \quad \begin{aligned} \text{. . (I} \\ \text{. . (II} \end{aligned}$$

In den Gl. I u. II bedeuten:

$X_{n\,links}$ das Stützenmoment links, $X_{n\,rechts}$ das Stützenmoment rechts } des Laststabes n von der Länge l_n;
$w_n = J_n : l_n$ = reduziertes Trägheitsmoment;
$S_{n\,links}$ die Summe der Momenten-Übergangszahlen für alle unbelasteten Anschlußstäbe, die am linken Knoten des betrachteten Laststabes anschließen;
$S_{n\,rechts}$ die Summe der Momenten-Übergangszahlen für alle unbelasteten Anschlußstäbe, die am rechten Knoten des betrachteten Laststabes anschließen;
$\mathfrak{A}_n^0$ die linke Momentenstützkraft der einfachen Momentenfläche;
$\mathfrak{B}_n^0$ die rechte Momentenstützkraft der einfachen Momentenfläche.

8. Sonderfälle.

a) Links freies Endlager des Laststabes (Abb. 6).

Gl. I wird gegenstandslos.
In Gl. II wird $X_{n\,links} = 0$.

$$X_{n\,rechts} = -\frac{6\, \mathfrak{B}_n^0}{l_n} : \left(2 + \frac{w_n}{S_{n\,rechts}}\right) \quad \text{. . . . . (20}$$

b) Rechts freies Endlager des Laststabes (Abb. 7).

Gl. II wird gegenstandslos.

In Gl. I wird $X_{n\ rechts} = 0$.

$$X_{n\ links} = -\frac{6\,\mathfrak{A}_n^0}{l_n} : \left(2 + \frac{w_n}{S_{n\ links}}\right) \quad \ldots \ldots (21$$

Abb. 6.

Abb. 7.

c) Links volle Einspannung (Abb. 8).

Dieser Zustand bedeutet $S_{n\ links} = \infty$.

Die beiden Elastizitätsgleichungen nehmen die Form an:

$$2\,X_{n\ links} + X_{n\ rechts} + \frac{6\,\mathfrak{A}_n^0}{l_n} = 0 \quad \ldots \ldots (22$$

$$X_{n\ links} + X_{n\ rechts}\left(2 + \frac{w_n}{S_{n\ rechts}}\right) + \frac{6\,\mathfrak{B}_n^0}{l_n} = 0 \quad \ldots (23$$

Abb. 8.

Abb. 9.

d) Rechts volle Einspannung (Abb. 9).

In Gl. II ist $S_{n\ rechts} = \infty$ zu setzen. Damit wird

$$X_{n\ links}\left(2 + \frac{w_n}{S_{n\ links}}\right) + X_{n\ rechts} + \frac{6\,\mathfrak{A}_n^0}{l_n} = 0 \quad \ldots (24$$

$$X_{n\ links} + 2\,X_{n\ rechts} + \frac{6\,\mathfrak{B}_n^0}{l_n} = 0 \quad \ldots \ldots (25$$

e) Belastung symmetrisch zur Mitte des Laststabes, (Abb. 10).

In den Gl. I u. II wird

$$\frac{6\,\mathfrak{A}_n^0}{l_n} = \frac{6\,\mathfrak{B}_n^0}{l_n} \quad \ldots \ldots (26$$

f) Die Belastung ist symmetrisch zur Laststabmitte, außerdem ist

$S_{n\ rechts} = S_{n\ links} = S_n$.

Dann wird

$6\,\mathfrak{A}_n^0 : l_n = 6\,\mathfrak{B}_n^0 : l_n$

und

$X_{n\ links} = X_{n\ rechts} = X_n$.

Abb. 10.

Es wird

$$X_{n\ links} = X_{n\ rechts} = -\frac{\dfrac{6\,\mathfrak{A}_n^0}{l_n}}{3 + \dfrac{w_n}{S_n}} \quad \ldots (27$$

9. Stützenmomente der unbelasteten Anschlußstäbe.

Nach Satz 2c (vergl. Abb. 1) ist

$$\tau_{1\,III} = \tau_{2\,III} = \tau_{3\,III} \quad \ldots \ldots (28$$

Nach Gl. (11):

$$\frac{M_{1\,III}}{L_{1\,III}} = \frac{M_{2\,III}}{L_{2\,III}} = \frac{M_{3\,III}}{L_{3\,III}} \quad \ldots \ldots (29$$

$$M_{2\,III} = M_{1\,III} \cdot \frac{L_{2\,III}}{L_{1\,III}}; \quad M_{3\,III} = M_{1\,III} \cdot \frac{L_{3\,III}}{L_{1\,III}} \quad \ldots (30$$

Diese Werte in Gl. (12) eingesetzt:

$$M_{1\,III} + M_1 \frac{L_{2\,III}}{L_{1\,III}} + M_1 \frac{L_{3\,III}}{L_{1\,III}} + X_{4\,III} = 0 \quad \ldots (31$$

$$M_{1\,III}\left(\frac{L_{1\,III}}{L_{1\,III}} + \frac{L_{2\,III}}{L_{1\,III}} + \frac{L_{3\,III}}{L_{1\,III}}\right) + X_{4\,III} = 0 \quad \ldots (32$$

Nach Gl. (17):

$$L_{1\,III} + L_{2\,III} + L_{3\,III} = S_{4\,III} \quad \ldots \ldots (17$$

$$M_{1\,III}\frac{S_{4\,III}}{L_{1\,III}} + X_{4\,III} = 0 \quad \ldots \ldots (33$$

Daraus

$$M_{1\,III} = \frac{L_{1\,III}}{S_{4\,III}} X_{4\,III}$$
$$M_{2\,III} = \frac{L_{2\,III}}{S_{4\,III}} X_{4\,III} \quad \ldots \ldots (III$$
$$M_{3\,III} = \frac{L_{3\,III}}{S_{4\,III}} X_{4\,III}$$

d. h. das Stützenmoment $X_{4\,III}$ verteilt sich auf die unbelasteten Anschlußstäbe im Verhältnis der Übergangszahlen L. Die Momente M haben entgegengesetzten Drehsinn wie das Stützenmoment $X_{4\,III}$ des Laststabes 4.

10. Vorzeichen der Momente.

	Positive Momente erzeugen	Negative Momente erzeugen
in wagerechten Riegeln	unten Zug	oben Zug
in senkrechten Ständern	links Zug	rechts Zug

Der Sinn der Momente ergibt sich eindeutig aus folgenden Überlegungen: Senkrechte Belastung auf einem wagerechten Laststabe erzeugt an den 2 Knoten desselben immer negative Stützenmomente X. Die Momente M der unbelasteten Anschlußstäbe haben entgegengesetzten Sinn wie das Stützenmoment X am betrachteten Knoten. In Abb. 1 sind die Momente der Stäbe 1—4 am Knoten III eingetragen für den Fall, daß Stab 4 Laststab ist. Abb. 11 zeigt den Momentenverlauf, wenn Stab 4 allein belastet ist.

Abb. 11.

11. Die Trägheitsmomente der Querschnitte.

Die Trägheitsmomente drücke man in dcm^4 aus, um übersichtliche Werte zu erhalten. Die Eisen bleiben außer Ansatz, auch die Umschnürung von Säulen.

$$J = \frac{1}{12}\, b\, d^3$$

$$J = 0{,}0547\, s^4$$

$b = b_0 + 6d$

$$F = b_0 d_0 + 6 d^2$$
$$\mathfrak{S}_0 = \frac{1}{2} b_0 d_0^2 + 3 d^3$$
$$s_0 = \mathfrak{S}_0 : F$$
$$J = \frac{1}{3} b_0 d_0^3 + 2 d^4 - F s_0^2$$

Vergl. auch Tabelle von Straßner

$c = 0,$	$J = 0{,}0833\, s^4$	$c = 0{,}20\, s,$	$J = 0{,}0681\, s^4$
$c = 0{,}10\, s,$	$J = 0{,}0788\, s^4$	$c = 0{,}25\, s,$	$J = 0{,}0612\, s^4$
$c = 0{,}15\, s,$	$J = 0{,}0742\, s^4$	$c = 0{,}293\, s,$	$J = 0{,}0547\, s^4$

12. Ungünstigste Lastenstellung.

Für die wagerechten Riegel eines Stockwerkrahmens stimmt die ungünstigste Lastenstellung mit der eines durchlaufenden Trägers überein (Abb. 12 bis 14).

Bei den in Abb. 15—17 dargestellten Lastenstellungen werden die Momente in den Säulen zu Grenzwerten.

Abb. 12.

Abb. 13.

Abb. 14.

Abb. 15.

Abb. 16.

Abb. 17.

Bei den in Abb. 14—16 dargestellten Lastenstellungen werden die Momente in den Säulen zu Grenzwerten.

13. Belastungsglieder $\frac{6\mathfrak{A}^0}{l}$ und $\frac{6\mathfrak{B}^0}{l}$.

Die Belastungsglieder $\frac{6\mathfrak{A}^0}{l}$ und $\frac{6\mathfrak{B}^0}{l}$ sind die Kreuzlinienabschnitte der Momentenfläche. l bedeutet die Balkenstützweite.

a $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{3}{8} Pl$

b $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{Pb}{l^2}(l^2 - b^2)$; $\quad \frac{6\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{Pa}{l^2}(l^2 - a^2)$

c $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\mathfrak{B}^0}{l} = 3 P a \frac{l - a}{l}$

d $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{2}{3} Pl$

e $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{15}{16} Pl$

f $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{1}{4} Q l$

g $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{K}{8} \cdot \frac{3 l^2 - 4 m^2}{l}$

h $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{Qm}{4} \cdot \frac{3l - 2m}{l}$

i $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{Q}{4}\left(l - m \frac{3l - 2m}{l}\right)$

Wenn $m = \frac{1}{8}$: $\frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{21}{128} Q l$

k $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{2Km}{l^2}(l - m)^2$; $\quad \frac{6\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{Km}{l^2}(l^2 - 2m^2)$

l $\quad \frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{Q}{4}\left(l - \frac{4m}{l}(l - m)\right)$

Wenn $m = \frac{1}{16} l$:

$\frac{6\mathfrak{A}^0}{l} = Q l \cdot \frac{49}{256} = 0{,}191\, Q l$

m

$$\frac{6\,\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{K\,b}{l^2}\,(l^2 - b^2 - m^2)$$

$$\frac{6\,\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{K\,a}{l^2}\,(l^2 - a^2 - m^2)$$

n

$$\frac{6\,\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{5}{16}\,L\,l$$

o

$$\frac{6\,\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{7}{30}\,L\,l$$

$$\frac{6\,\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{8}{30}\,L\,l$$

p

$$\frac{6\,\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{P\,e}{l^2}\,(l^2 - 3\,b^2)$$

$$\frac{6\,\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{P\,e}{l^2}\,(3\,a^2 - l^2)$$

14. Rechnungsverlauf.

a) Bestimmung der reduzierten Trägheitsmomente $w_n = J_n : l_n$ für alle Stäbe des Tragwerkes.

b) Bestimmung der Momenten-Übergangszahlen L gemäß Abschn. 6.

c) Man behandelt getrennt die einzelnen Laststäbe und sucht zu jedem Laststab

die Belastungsglieder $\frac{6\,\mathfrak{A}_n^0}{l_n}$ und $\frac{6\,\mathfrak{B}_n^0}{l_n}$,

die Stützenmomente $X_{n\,links}$ und $X_{n\,rechts}$,

die Anschlußmomente der unbelasteten Anschlußstäbe nach Gl. III.

d) Man ermittelt nunmehr die Momentengrenzwerte bei ungünstigster Lastenstellung.

Abb. 18.

15. Zahlenbeispiel.

Das dargestellte Verfahren soll an dem Haupttragwerk einer Fabrik vorgeführt werden. Hauptbalken und Säulen der unteren drei Geschosse (Abb. 18) sollen für ungünstigste Lastenstellung als Stockwerkrahmen untersucht werden. Für das leichte Dachgeschoß wird gelenkiger Fußanschluß in Höhe der Decke über dem 2. Obergeschoß angenommen, so daß das Dachgeschoß in der Rahmenrechnung nicht erscheint.

Lastannahmen für die drei unteren Geschosse: Verkehrslast 800 kg/m², Fußbodenbelag 100 kg/m², Deckenstärke 11 cm. 1 m Nebenbalken ist belastet mit $g = 1{,}010$ t/m, $p = 2{,}000$ t/m, $q = 3{,}010$ t/m. Der Hauptbalken (vgl. Abb. 19) erhält durch Eigenlast $g = 0{,}504$ t/m. $G = 0{,}504 \cdot 7{,}50 = 3{,}780$ t. Von den Nebenbalken kommen Einzellasten: bleibend $P_g = 6{,}060$ t, veränderlich $P_p = 12{,}000$ t, insgesamt $P_q = 18{,}060$ t.

Abb. 19.

Diese Lasten ergeben als Belastungsglieder:

von der bleibenden Last nach 13f und 13d:

$$\frac{6\,\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\,\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{1}{4} \cdot 3{,}780 \cdot 7{,}50 + \frac{2}{3} \cdot 6{,}060 \cdot 7{,}50 = 37{,}380 \text{ tm};$$

von der veränderlichen Last nach 13d:

$$\frac{6\,\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\,\mathfrak{B}^0}{l} = \frac{2}{3} \cdot 12{,}000 \cdot 7{,}50 = 60{,}000 \text{ tm};$$

bei Vollbelastung:

$$\frac{6\,\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\,\mathfrak{B}^0}{l} = 37{,}380 + 60{,}000 = 97{,}380 \text{ tm}.$$

Trägheitsmomente in dcm⁴ nach Abschnitt 11:

Randsäulen	2. O.G. 30 · 45 cm	$J = \frac{1}{12} \cdot 3 \cdot 4{,}5^3 =$	22,78 dcm⁴
„	1. O.G. 40 · 55 „	$J = \frac{1}{12} \cdot 4 \cdot 5{,}5^3 =$	55,46 „
„	Erdg. 48 · 65 „	$J = \frac{1}{12} \cdot 4{,}8 \cdot 6{,}5^3 =$	109,9 „
Innensäulen	2. O.G. 40 · 50 „	$J = \frac{1}{12} \cdot 4 \cdot 5^3 =$	41,67 „
„	1. O.G. 50 · 60 „	$J = \frac{1}{12} \cdot 5 \cdot 6^3 =$	90,00 „
„	Erdg. 65 · 75 „	$J = \frac{1}{12} \cdot 6{,}5 \cdot 7{,}5^3 =$	228,50 „

Hauptbalken in allen Geschossen (Abb. 20):

$$F = 3{,}5 \cdot 7{,}0 + 6 \cdot 1{,}1^2 = 31{,}76 \text{ dcm}^2$$

$$\mathfrak{S}_0 = \frac{1}{2} \cdot 3{,}5 \cdot 7{,}0^2 + 3 \cdot 1{,}1^3 = 89{,}743 \text{ dcm}^3$$

$$s_0 = 89{,}743 : 31{,}76 = 2{,}825 \text{ dcm}$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot 3{,}5 \cdot 7{,}0^3 + 2 \cdot 1{,}1^4 - 31{,}76 \cdot 2{,}825^2 = 147{,}37 \text{ dcm}^4$$

Abb. 20.

Tabelle 1.
Tabellarische Ermittlung der Größen w und L.

Stab-Nr.	J	l	w = J:l	Übergangszahlen L		M'':M'
1	147,37	7,50	19,65	0,55 . 19,65 =	10,81	2/11
2	147,37	7,50	19,65	0,6 . 19,65 =	11,79	1/3
5	22,78	3,60	6,33	0,6 . 6,33 =	3,80	1/3
6 u. 7	41,67	3,60	11,57	0,6 11,57 =	6,94	1/3
10	147,37	7,50	19,65	0,571 . 19,65 =	11,22	1/4
11	147,37	7,50	19,65	0,6 . 19,65 =	11,79	1/3
14	55,46	3,60	15,40	0,6 . 15,40 =	9,24	1/3
15 u. 16	90,00	3,60	25,00	0,6 . 25,00 =	15,00	1/3
19	147,37	7,50	19,65	0,571 . 19,65 =	11,22	1/4
20	147,37	7,50	19,65	0,6 . 19,65 =	11,79	1/3
23	109,90	4,20	26,16	0,667 . 26,16 =	17,44	1/2
24 u. 25	228,50	4,20	54,40	0,667 . 54,40 =	36,28	1/2

Abb. 21 enthält das Stabwerk mit eingeschriebenen Größen w (an den Riegeln) und mit den Übergangszahlen L an allen Knoten.

Abb. 21.

Balken über dem 1. Obergeschoß.

Bleibende Last auf Stab 10.

Belastungsglieder: $\frac{6\,\mathfrak{A}^0}{l} = \frac{6\,\mathfrak{B}^0}{l} = 37{,}38$.

$w_{10} = 19{,}65$

Summe der Übergangszahlen:

$$S_{10\,\text{links}} = 3{,}80 + 9{,}24 = 13{,}04$$
$$S_{10\,\text{rechts}} = 6{,}94 + 11{,}79 + 15{,}00 = 33{,}73$$

Elastizitätsgleichungen II:

$$X_{10\,VI}\left(2 + \frac{19{,}65}{13{,}04}\right) + X_{10\,VII} + 37{,}38 = 0$$
$$X_{10\,VI} + X_{10\,VII}\left(2 + \frac{19{,}65}{33{,}73}\right) + 37{,}38 = 0$$

Daraus:

$$X_{10\,VI} = -7{,}345 \text{ tm} \qquad X_{10\,VII} = -11{,}627 \text{ tm}.$$

Einfluß auf die anstoßenden Stäbe nach Gl. III (Vorzeichen nach Abb. 11):

Knoten VI: $M_{5\,VI} = -7{,}345 \cdot \frac{3{,}80}{13{,}04} = -2{,}140$ tm

„ VI: $M_{14\,VI} = +7{,}345 \cdot \frac{9{,}24}{13{,}04} = +5{,}205$ „

„ VII: $M_{6\,VII} = +11{,}627 \cdot \frac{6{,}94}{33{,}73} = +2{,}390$ „

„ VII: $M_{11\,VII} = -11{,}627 \cdot \frac{11{,}79}{33{,}73} = -4{,}060$ „

„ VII: $M_{15\,VII} = -11{,}627 \cdot \frac{15{,}00}{33{,}73} = -5{,}170$ „

„ I: $M_{5\,I} = +\frac{1}{3} \cdot 2{,}140 = +0{,}713$ tm

„ XI: $M_{14\,XI} = -\frac{1}{3} \cdot 5{,}205 = -1{,}735$ „

„ II: $M_{6\,II} = -\frac{1}{3} \cdot 2{,}390 = -0{,}797$ „

„ VIII: $M_{11\,VIII} = +\frac{1}{3} \cdot 4{,}060 = +1{,}353$ „

„ XII: $M_{15\,XII} = +\frac{1}{3} \cdot 5{,}170 = +1{,}723$ „

(Fortsetzung folgt.)

DURCHFLUSSWEITEN UND HÖHENLAGE VON BRÜCKEN UND STRASSEN AN WASSERLÄUFEN.

Von Oberbaurat a. D. Cassinone, Karlsruhe.

Der Abfluß eines Wasserlaufes wird durch Quereinbauten oft empfindlich beeinflußt, selbst wenn diese nicht die ganze Breite einnehmen, sondern sich wie bei Brücken auf einige Stützen beschränken. Je stärker das Gefälle des Wasserlaufes ist, desto unliebsamer und desto mehr machen sich Änderungen in der Abflußbewegung bemerkbar und um so notwendiger ist es, deren Nachteil bei Erstellung eines Bauwerks auszugleichen. Diese Grundsätze hat man in früheren Jahrzehnten nicht immer berücksichtigt. Einerseits waren die zur Verfügung stehenden Baustoffe die Ursache, welche die Anwendung nur beschränkter Spannweiten zuließen und damit den Einbau von Stützen im Abflußgebiet bedingten, andererseits aber werden in langen Zeitläufen mit niederem Wasserstand die bei einem Hochwasser drohenden Gefahren rasch vergessen. Jeder Stützeneinbau einer Brücke wirkt durch die Profilverengung aufstauend. Die bisher glatt abfließende Wassermasse wird geteilt in Wirbeln und Strudeln durch die besonders bei stärkerem Gefälle gesteigerte Geschwindigkeit hindurch getrieben, so daß Angriffe auf Sohle und Ufer unausbleiblich sind. An den Einbauten legt sich Geschwemmsel aller Art, Holz, Baumzweige, Äste, ganze Bäume mit Wurzelballen, Sägklötze und Schnittwaren und sonstige treibende Gegenstände fest, wodurch die Strudelbewegungen nur noch verstärkt werden. Bei breiten Steinpfeilern machen sich diese unangenehmer bemerkbar als bei schmalen Holz- oder Eisenjochen, dafür haben letztere aber wieder den Nachteil, wenn sie nicht verschalt sind, daß quertreibende Hölzer sich leicht einklemmen können. Dagegen halfen auch die bei Steinpfeilern häufig vorgestellten, bei Holzjochen durch die Wasserpolizeiverordnung vorgeschriebenen Eisbrecher nicht viel. Die Angriffsstelle wird nur an einen anderen Ort verlegt. Ebenso schädlich wirkt bei älteren Bauwerken der zur Verminderung der Spannweite allgemein übliche Vorbau der aufgehenden Widerlager mit ihrer Flucht an den Dammfuß vor die Dammböschung, welcher dadurch in den Abflußquerschnitt hineinragt. Er behindert damit in gleich ungünstiger Weise den Wasserablauf und gibt zu Angriffen auf die Dammböschung und Vorländer Veranlassung, welchen selbst Abpflasterungen nicht immer zu widerstehen vermögen.

Diesen Verhältnissen war bei den Brückenneu- und -umbauten an den Schwarzwaldgewässern im Anfang der 70er Jahre des verflossenen Jahrhunderts nicht immer genügend Rechnung getragen worden, nachdem seit dem Jahre 1856 größere Hochwasser nicht mehr zu verzeichnen waren. Infolgedessen ist eine ganze Reihe von Bauwerken mangels genügender Durchflußweiten im verbauten Hochwasserabflußquerschnitt den Hochfluten vom 27./28. Dezember 1882 zum Opfer gefallen. Nicht nur die hölzernen Jochbrücken stürzten durch Abtreiben der Stützen ein, auch die dauerhafteren Eisen- und Steinbrücken blieben nicht verschont. Durch Unterspülung der Widerlager kamen zum Einsturz die kurz zuvor aufgestellten eisernen Oberbauten der Wehrabrücke bei Enkendorf und der Kastellbrücke über die Elz in der Bahnhofzufahrt von Waldkirch. An dem Wildwasser der Wehra, welches auf einzelnen Strecken Gefälle von 5 bis 7 vH erreichte, waren fünf Landstraßenbrücken zerstört, auch die beiden Gewölbebrücken vermochten vor den antreibenden Holzmengen nicht standzuhalten. Beim gleichen Hochwasser stürzte die Brücke über die Wiese in Lörrach im Zug des Gemeindeweges nach Tüllingen, ein über zwei Joche gelagerter durchlaufender Eisenoberbau, ein, nachdem am 27. Dezember abends zuerst ein Joch und am Morgen des folgenden Tages das zweite abgetrieben war. Dabei ertranken von den 19 Menschen, welche das Schauspiel des Hochwassers betrachteten, 14 Erwachsene und Kinder. Ein ähnlich tragischer Unglücksfall ereignete sich bei Zusammenbruch der Schwabentorbrücke in Freiburg, einer Gewölbebrücke, mit zwei Öffnungen, der durch antreibende Holzstämme und Schnittwaren von den Lagerplätzen der oberhalb gelegenen Sägen bei Hochwasser der Dreisam am 9. März 1896 verursacht wurde. Hierdurch kamen zwei höhere Verwaltungsbeamte, welche sich unvorsichtigerweise auf der abgesperrten Brücke aufhielten, ums Leben.

Die einstürzenden Brücken bringen nun nicht nur ihre nächste Umgebung in Gefahr, ihre der Stütze beraubten abtreibenden Bauteile sind ein Verderb für die unterhalb liegenden Stauwehre und Brücken, auf welche die geschlossenen mit Streben verschraubten Jochteile aufstoßen und die einzelnen Streckbäume des Oberbaues sich vorlegen. Bei Abtreiben geraten diese schweren Hölzer in die Nähe der Ufer, schälen mit starken Stößen die aufgeweichte Grasnarbe der Böschungen, den einzigen Schutz des Kieskörpers der Dämme der Binnenflüsse, ab und bereiten dadurch Dammabrutschungen und Durchbrüche vor. Solche Schäden bringen und die Gefahr vermehren die bei den Sägewerken auf den Lagerplätzen am Fluß und den Gewerbekanälen nicht hochwasserfrei gelagerten und bei plötzlichen Anschwellungen nicht immer genügend gesicherten Holzvorräte. Ferner ist es die Art und Weise der forstlichen Bewirtschaftung bei Abtrieb des Waldes in den sich außerhalb des Bereichs der Wasserpolizei befindenden engen Tälern der Quellgebiete, wobei beim Fehlen von Waldwegen die gefällten Bäume die steilen Hänge herabgerießt, im Abflußquerschnitt des Hochwassers abgelagert, verarbeitet und oft nicht mehr rechtzeitig abbefördert werden können. Dazu kam früher beim Betrieb der Flößerei die Möglichkeit des Abtreibens von an den Einbindestätten bereit liegendem Floßholz. Daß mit solchen Zufälligkeiten gerechnet werden muß, erfordert aber gerade besondere Vorsicht bei Bemessung der Durchflußweite der Bauwerke. Es ist daher die erste Forderung beim Bau von Brücken über Wasserläufe, welche gefährliche Hochwasser und Eisgänge befürchten lassen, keine Ein- und Vorbauten in den Hochwasserabflußquerschnitt, daher freitragende Überbrückung, Widerlager am Ufer im Damm hinter die Hochwasserlinie.

Auf Grund dieser Forderung sind im Hinblick auf die bei früherem Hochwasser gemachten Erfahrungen in den Jahren 1899 bis 1909 die dieser Forderung nicht entsprechenden Brücken über die Kinzig und Elz durch die Beseitigung der Holzjoche und Steinpfeiler und Zurückrücken der Widerlager durch Umbau in freitragende eiserne Oberbauten mit Spannweiten von 18 bis 76 m ersetzt worden. Die wohltätigen Folgen blieben nicht aus. Bei den späteren Hochwasseranschwellungen sind die früher sonst regelmäßig kürzer oder länger andauernden Verkehrsunterbrechungen an den Flußübergängen nur auf Überflutungen tief liegender Straßenstrecken während der Dauer der Anschwellung beschränkt. Insbesondere bei dem Hochwasser Ende Dezember 1919, welches mit seinen Höchstständen dem von 1882 und 1896 an einzelnen Schwarzwaldgewässern nahezu gleichkam, haben sich die Brückenumbauten vollkommen bewährt. Läßt sich die gestellte Forderung nicht erfüllen, weil die Spannweite das übliche Maß überschreitet, daß ein freitragender Überbau noch wirtschaftlich bleibt, oder sind die Einwirkungen des Hochwassers und Eisganges in den gefällschwächeren unteren Flußstrecken erheblich abgeschwächt, so werden Einbauten unter den nachstehenden Bedingungen zugelassen werden können. Es ist dann zu verlangen, daß die dadurch entstehenden Abflußverengungen durch gleichwertige, entsprechend ober- und unterhalb mit schlanken Übergängen anzuschließende Profilerweiterungen ausgeglichen und die Stützen soweit auseinander gestellt werden, um die längsten zu erwartenden Treibholzstämme (das sind etwa 15 bis 20 m) bei Querantrieb ungehindert durchzulassen.

Die zweite Forderung betrifft die Höhenlage der Unterkante des Überbaues über deren höchstem bekannten Hochwasserstand. Hier ist zu unterscheiden zwischen geradliniger Begrenzung, wie sie bei Eisen- oder Eisenbetonbrücken üblich, oder der gewölbten, wie sie bei massiven Stein- und Betonbauten die Regel bildet. Bei ersteren hat man früher nach dem Hochwasser 1882 den Zwischenraum auf 0,50 m als genügend angenommen, bei welchem eintauchende Schwimmkörper, ohne anzustoßen, durchtreiben können. Das gleiche Maß über den Hochwasserstand hat man auch für die Dammkrone der Schwarzwaldflüsse eingehalten. Nach den gemachten Erfahrungen beim Hochwasser 1896 ist jedoch ein weiterer Zwischenraum, der auf die runde Zahl von 1 m bemessen wurde, erwünscht, einmal mit Rücksicht auf den oft nicht unerheblichen Wellenschlag bei bewegter Wasserfläche, dann weil nach den bisherigen Aufzeichnungen der Wasserstände stets immer noch mit weiteren Schwankungen der Hochwasserhöhe nach oben gerechnet werden muß. Bei Massivbauten mit gewölbter Unterbegrenzung, woselbst in der Gewölbemitte das eben vorgeschlagene Maß meist überschritten wird, sollte zur Vermeidung der schädlichen Wirkungen der Einschnürungen die Kämpferunterkante wenigstens auf die höchste Hochwasserlinie gelegt werden. Bei Brücken über die schiffbaren Gewässer, Rhein, Main und Neckar, wird diese Bedingung meist erfüllt sein, da hier im Interesse der Schiffahrt bei höheren Wasserständen wohl in der Regel weitergehende Forderungen bezüglich der Höhenlage des überbauten Stromes gestellt zu werden pflegen. Dieser Mindestspielraum von 1 m zwischen höchstem Hochwasserstand und festem Überbau ist auch mit Rücksicht auf den Eisgang erwünscht, bei welchem bei ungünstigem Zusammentreffen verschiedener Umstände, wie scharfem Einwintern bei hohem Wasserstand und stürmischem Abgang bei Hochwasser im Oberlauf und durch zufällige Stauungen ganz unberechenbare Höhen erreicht werden können. Immerhin sind bis jetzt wenigstens an den begradigten Schwarzwaldflußläufen auch schwere Eisgänge wie in den Jahren 1880 und zu Anfang der 90er Jahre glatt abgegangen, wenn die erforderlichen Vorkehrungen — Aufeisen und Offenhalten oberhalb der künstlichen Einbauten der Stauwehre und Brückenjoche — rechtzeitig getroffen worden waren, während in Abflußengen schwere Eisstopfungen entstanden sind.

Bei bebauter Uferumgebung stößt die Erfüllung der gestellten Forderungen häufig auf kaum zu überwindende Schwierigkeiten. Immerhin ist gerade hier, wo der Einsturz von Gebäuden, der Verlust von Menschenleben, die Unterbrechung des Verkehrs und die daraus entstehenden empfindlichen Schädigungen in Frage kommen, in erster Linie unbedingter Sicherheit Rechnung zu tragen. Jedenfalls haben bei den Gefahren, welche z. B. ein Eisgang bringen kann, Rücksichten auf Bequemlichkeit oder Schönheitsgestaltung zurückzutreten. Das einseitige Herauskehren der letzteren Richtung schafft kaum überwindbare Schwierigkeiten. Namentlich das beliebte Schlagwort „freie Übersicht beim Flußübergang", also keine „störenden", die Sichthöhe der die Brücke überschreitenden Fußgänger überragenden Aufbauten, welches über der Fahrbahn liegende eiserne Überbauten von vornherein ausschließt, hat zu Künsteleien oder unmittelbar unzweckmäßigen und unwirtschaftlichen Bauten geführt. In der Regel ist es dann der Lastenverkehr, dem durch ungünstige Steigungsverhältnisse tagtäglich dauernde Unzuträglichkeiten zugemutet werden.

Zieht eine Straße entlang einem Hochwasser führenden Gewässer, so wird man sie tunlichst hoch über den höchsten bekannten Wasserstand legen, besonders wenn man durch keinerlei andere Rücksichten an die Führung der Linie gebunden ist. Auch hier genügt in der Regel eine Höhenlage der Fahrbahn von 1 m über dem höchsten Wasserstand im Hinblick auf treibende Gegenstände und Wellenschlag. In dieser Hinsicht ändern sich aber die Verhältnisse an einer breiten Wasserfläche, einem See oder den nunmehr häufiger in Frage kommenden Stauweiheranlagen, die an diesen Verkehrswegen entlang geführt werden müssen. Letztere können nicht hoch genug über den Wasserspiegel gehoben werden, um sie den Einwirkungen je nach der herrschenden Windrichtung oft winkelrecht auftreffender Brandungswellen zu entziehen. An Stelle von Ufermauern und glatten Abpflasterungen sind unregelmäßige, rauhe Steinvorlagen mit treppenförmiger Oberfläche vorzuziehen, wie sie sich am Bodensee bewährt haben. Die Gewalt der ansteigenden Wellen wird an dem rauhen Belag mit seinen Vorsprüngen gebrochen und beim Zurückfallen die saugende Wirkung aufgehoben, welche die Unterlage unter einem Pflaster aus den Fugen herausholt und letzteres damit zum Einsturz bringt.

Die aufgestellten wasserbaulichen Grundsätze als Mindestforderungen für den ungehinderten Abfluß auch höherer Wasser-

stände sollten eigentlich allgemein anerkannt und deren Durchführung bei Neuanlagen nach den bei Hochwasser und Eisgang reichlich gemachten Erfahrungen ohne weiteres ermöglicht sein. Trotzdem stößt man dabei häufig auf die größten Schwierigkeiten, denn die Schrecken und Gefahren der Hochwasseranschwellungen werden nur zu leicht vergessen, je weiter diese zeitlich zurückliegen und hierin gar eine längere Zwischenpause zu verzeichnen ist. Um so mehr haben die maßgebenden Behörden allen Anlaß, die Einhaltung erprobter Grundsätze mit Nachdruck zu vertreten und in solchen Fragen im Interesse der Allgemeinheit zu keinerlei Zugeständnissen sich bereden zu lassen, sie würden sonst eine schwere Verantwortung auf sich laden, welche die unheilvollsten Folgen nach sich ziehen kann, wo wertvoller Besitz und Menschenleben in Frage kommen.

DIE BEDEUTUNG DER HOCHWERTIGEN ZEMENTE FÜR DIE PRAXIS.

II. Teil.

Von Robert Otzen, Geh. Reg.-Rat und Professor.

Ergebnisse von Versuchen mit Spezialzement der Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalkwerke, Lengerich i. W.

Übersicht. In den üblichen Eisenbeton-Plattenbalkenquerschnitten können bei wirtschaftlicher Bemessung der Eiseneinlagen die hohen Endfestigkeiten der hochwertigen Zemente nicht voll ausgenutzt werden. Daher wird auf theoretischem Wege, unterstützt durch Versuche mit großen Balken mit Eiseneinlagen aus Baustahl 48/58, die Frage erörtert, unter welchen Voraussetzungen und bei welchen Bauformen auch dieses Ziel zu erreichen ist.

Der Inhalt des ersten Teiles dieser Abhandlung im Heft 3 dieser Zeitschrift war von dem Gedanken geleitet, der Baupraxis die Ergebnisse von Versuchen an großen baustellengerechten Probekörpern aus hochwertigem Zementbeton bekanntzugeben. Sie lehnten sich bewußt an die in der Zeitschrift „Beton und Eisen" 1924, Heft 6/8 und 16 beschriebenen Versuche von Professor Rüth an, damit eine unmittelbare Vergleichsunterlage geschaffen wurde. Nach Erledigung — ja schon im Verlauf solcher Versuchsarbeiten — wird immer erkannt, daß die Planung und Anordnung Schwächen aufwies, die verbesserungsbedürftig und -fähig sind. In vielen Fällen wird aber das kleinere Übel darin gesehen werden müssen, lieber erkannte Mängel in den Kauf zn nehmen, als durch grundlegende Abänderung die vergleichende Kritik und sichere Schlußfolgerungen zu erschweren bzw. unmöglich zu machen. Der ideale Zustand wäre gegeben, wenn beim Auftreten neuer Baustoffe und konstruktiver Gedanken ein von allem Kleinkram freies Programm der „Ziele" aufgestellt werden könnte, dem eine die Ausführungsart und die Prüfungsmethoden systematisch regelnde Vorschrift beizugeben wäre. Wenn dann alle Institute, die über Personal, Einrichtungen und Erfahrung verfügen, die einzelnen Programmpunkte unter sich aufteilen und parallel laufend erledigen, so könnte in kurzer Zeit ein Material gesammelt werden, dessen kritische Auswertung schnellste Klärung und einwandfreie Lösung des Problems gestattet.

Die Zentrale für eine derartig großzügige Durchführung von Forschungsarbeiten ist im „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton" gegeben. Ihm fehlen aber hierzu die sehr beträchtlichen Mittel und eine geeignete mit der Praxis unmittelbar zusammenwirkende Organisation. Daß die Beträge, die für derartige Arbeiten verausgabt werden müßten, im weitesten Sinne produktiv angelegt sein würden, kann kaum bezweifelt werden, denn sie würden die deutsche Baustoffindustrie und Bauunternehmung in ihrem Kampf um die Eroberung des Weltmarktes aufs beste ausrüsten und unterstützen. Ein Musterbeispiel für die Wirksamkeit solcher Arbeitsmethode würde die Entwicklung der modernen Zement- und Betonindustrie bieten können, die sich zur Zeit im Stadium einer Gärungskrise befindet.

Die Eigenschaften der im Beton- und Eisenbetonbau vorkommenden Bauformen sind in erster Linie abhängig von der Leistung der Baustoffe „Zement und Eisen". Ihre Veredlung ist in der letzten Zeit gegenüber dem in der Vorkriegszeit beobachteten Tempo sprungweise vorwärtsgegangen. Auch in der Wertung der oft stiefmütterlich behandelten Zuschlagstoffe zeigt sich auf den großen Baustellen erfreulicher Fortschritt. Die neuen „Bestimmungen", deren Einführung vor der Tür steht, tragen dieser Entwicklung in vorsichtig erwogenem Maße Rechnung. Die Forschung muß aber, im Sinne der bewährten alten Felddienstordnung, wie ein Patrouillenschleier vor der eigentlichen Kampffront weit voraus sein. Sie muß die gangbaren Wege und auch die unmöglichen Marschziele so frühzeitig feststellen, daß der wirtschaftlich empfindlichen Massenbewegung bittere Fehlschläge erspart bleiben.

In den folgenden Darlegungen ist nun der Versuch gemacht, die Einwirkung der neuen gehobenen Güteeigenschaften der hochwertigen Zemente und Eisensorten zunächst einmal systematisch zu ergründen und zu gliedern. Die Schwierigkeit, hier klare Richtlinien zu finden, ist jedem Fachmann bekannt, denn die Zahl der Komponenten, die im einzelnen variabel sein müssen, um gesetzmäßigen Verlauf zu erkennen, ist sehr groß.

Auf dem gewählten Forschungsgebiet sind die in Deutschland bereits veröffentlichten Arbeiten in dem Literaturverzeichnis des ersten Teiles zusammengestellt. Der Zweck der ersten Veröffentlichung wurde in erster Linie darin gesehen, die Eigenschaften der neugeschaffenen d e u t s c h e n hochwertigen Zemente zu prüfen. In den kurzen Einleitungsworten hatte ich als stärkste Triebfeder für den steilen Aufstieg der Veredlungskurve in der deutschen Zementfabrikation das Erscheinen des französischen Alzementes bezeichnet. Der Erfolg dieses Zementes ist t a t s ä c h l i c h in Deutschland der s t ä r k s t e Impuls für die Entwicklung der „deutschen" hochwertigen Zemente gewesen. Die Produkte Holderbank, Tschischkowitz, Spindel u. a. m. waren in ihren Eigenschaften wohlbekannt. Hier handelt es sich aber um Portlandzemente. Die besten deutschen Werke wußten wohl, daß sie bei geeigneter Aufbereitungssteigerung ähnliche Erfolge erreichen konnten.

Der französische Schmelzzement war, wenn auch nicht in chemisch-wissenschaftlich-synthetischem Sinne (s. Arbeiten von Killig 1910), so doch technisch-wirtschaftlich eine ganz neue Erscheinung auf dem Bindemittelmarkt. Sein Bekanntwerden hat in Deutschland das Rad ins Rollen gebracht und in wenigen Monaten eine Reihe von deutschen „hochwertigen Zementen" entstehen lassen.

Hierzu ist nun ergänzend zu bemerken, daß bereits im Jahre 1915 unter Leitung des österreichischen Staatsbahnrates M. Spindel Portlandzement mit hoher Anfangsfestigkeit in der Zementfabrik Lorüns in Vorarlberg hergestellt wurde, und daß dieser Portlandzement in vielen Fällen mit großem Erfolge verwendet worden ist.

Ferner haben die Zementfabriken Königshof, Stramberg und Tschischkowitz, die erstere bereits während des Krieges, die beiden letzteren seit dem Jahre 1922, sowie das schweizerische Zementwerk Holderbank hochwertigen Zement mit hoher Anfangsfestigkeit unter Gewährleistung der vorgeschriebenen 28tägigen Festigkeit nach den deutschen Normen nach 48 Stunden im großen fabriziert. Diese hochwertigen Zemente sind bereits während des Krieges unter Ausnutzung ihrer von dem gewöhnlichen Portlandzement abweichenden Eigenschaften, besonders der hohen Anfangsfestigkeit, praktisch

verwertet worden. Allerdings fehlten damals noch die baupraktischen wissenschaftlichen Versuche, zu denen sich während der Kriegszeit weder Zeit noch Mittel boten.

Solche wissenschaftlichen Versuche, insbesondere Versuche mit Probedecken fast vollkommen gleich denjenigen, welche Rüth und der Verfasser durchführten, wurden im Sommer des Jahres 1922 durch die Professoren Geßner und Nowack von der Deutschen Technischen Hochschule in Prag auf Anregung der Zementfabrik Tschischkowitz vorgenommen, wobei ganz besonders die Frage der frühen Entschalungsmöglichkeit auf das genaueste studiert worden ist.

Der Bindemittelausschuß des Deutschen Materialprüfungsverbandes der tschechoslowakischen Republik hatte bereits 1922 beschlossen, die Frage der baupraktischen Verwertung hochwertiger Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit eingehend zu studieren und im Laufe der Jahre 1922 und 1923 eine große Anzahl von Versuchen durchgeführt, in denen die frühen Entschalungsmöglichkeiten mittels Empergerbalken und einer großen Anzahl von Versuchsdecken verschiedenster Bewehrung überprüft wurden. Nachdem durch die Mehrzahl dieser Versuche nachgewiesen war, daß die Eigenschaften der hochwertigen Zemente auch bei kurzer Entschalungsfrist wegen der Überwindung der Streckgrenze des normalen Betoneisens nicht voll ausgenutzt werden konnten, befaßte er sich seit 1924 mit weiteren, die Verwendung hochwertigen Betons betreffenden Fragen, wie der Bewehrung mit Stahleinlagen u. a. m. Die Arbeiten werden fortgesetzt und es stehen, wie mitgeteilt wird, in nächster Zeit weitere Veröffentlichungen dieser systematischen Arbeit in Aussicht.

Eingehende Berichte über diese Arbeiten sind zu finden:

1. M. Spindel, „Mitteilungen zur Frage des hochwertigen Spezialzementes", „Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst" 1915, Heft 41 und 1916, Heft 22/23.
2. Dr. Hänsel, „Hochwertige Zemente und grüner Beton", „Zement" 1922, Nr. 38 v. 21. 9.
3. Geßner-Nowack, „Standard-Portlandzement und Beton von hoher Anfangsfestigkeit", Melan-Festschrift, Verlag Franz Deuticke, Wien 1923.
4. Geßner-Nowack, „Das Verhalten von hochwertigem Portlandzement bei niedrigen Temperaturen und Frost".
5. Geßner-Nowack, „Hochwertiger Beton mit Stahleinlagen", „Beton und Eisen", Heft 4 vom 20. 2. 25.

Die zuletzt genannte Arbeit verfolgt das gleiche Ziel wie die folgenden Darlegungen, deren Voraussetzungen allerdings stark abweichender Natur sind. Die Ergebnisse der beiden Versuchsreihen bieten aber doch befriedigende Vergleichsmomente, die am Schluß näher besprochen sind.

Die typische Eigenart des Eisenbetonbaues, tragende und raumabschließende Gebilde im Rippenbalkensystem zu vereinen, hat in erheblicher Weise zu seinen wirtschaftlichen Erfolgen im Wettbewerb mit dem Eisen beigetragen. Durch die oben besprochenen Versuche, die eine wesentliche Einschränkung der Entschalungsfristen bei Verwendung der hochwertigen Zemente als erlaubt und damit als eine wirtschaftliche Notwendigkeit erwiesen haben, ist eine weitere Stärkung der massiven Bauweisen im Wettbewerbskampfe geschaffen. Hierdurch ist die Tatsache der hohen Anfangsfestigkeit gut ausgewertet. Die relativ hohen Endfestigkeiten gegenüber denen der Normalzemente können sich aber bei den Rippenbalken-Querschnitten erst dann voll auswirken, wenn die Eisenspannungen sich noch weit über den bisher als zulässig angesehenen Wert von 1500 kg/cm² steigern lassen. In der Geßner-Nowackschen Arbeit (Beton und Eisen, Heft 4, 1925) ist die erforderliche Spannungsgrenze zu 1800 bzw. 2000 kg/cm² angenommen und verfolgt.

Der plötzliche Aufstieg von z. Z. 1200 auf 2000 kg/cm² dürfte aber sobald noch nicht allgemein behördliche Billigung finden. Da bei den Deckenversuchen des Verfassers die Biegungsdruckspannung des hochwertigen Betons auch nicht annähernd ausgenutzt werden konnte, kann also neben der Berechtigung früherer Ausschalung ein weiterer Vorzug der Verwendung der modernen Zemente nicht erkannt werden. Die Ergänzungsversuche (I. Teil Ziffer III) dienten allerdings in mehr behelfsmäßiger Form dazu, die tatsächliche Leistungsfähigkeit im Sinne der Druckfestigkeit bis zur Erschöpfung

Abb. 1. Querschnittsformen.

zu verfolgen. Der Plan der weiteren Versuche sollte nun Aufklärung darüber anstreben, unter welchen Verhältnissen bei wirtschaftlicher Verwendung des neuen Baustahls 48/58 die

Abb. 2. Betondruckspannungen.

volle Ausnutzung der günstigen Enddruckfestigkeiten zu erreichen war.

Um dem Leser die sehr verwickelten allgemeinen Grundlagen plastisch zu veranschaulichen, ist zunächst von weitgespannten Grenzbeispielen ausgehend eine einfache Variation der Plattenbreite, Trägerhöhe und Eisenbewehrung durchgeführt. Aus den unendlich vielen Möglichkeiten wurden die in Abb. 1 dargestellten, roh gestaffelten Querschnittsformen gewählt. Die Aufgabe weiterer, bereits eingeleiteter Arbeiten

wird sein, diese mehr pädagogisch zu bewertende Darstellungsform zu verallgemeinern und wissenschaftlich zu vertiefen. In Zahlentafel 1 und Schaubild Abb. 2 sind die nach den üblichen Rechenmethoden auftretenden Betondruckspannungen eingetragen bzw. zu Kurven ergänzt, welche den Eisenspannungen 1200 bzw. 1500 kg/cm² entsprechen.

Zahlentafel 1.
Betondruckspannung in kg/cm².

Eisenquerschnitt f_e cm²	Plattenbreite cm	h = 35 cm		30 cm		25 cm	
		σ_e = 1200	1500	1200	1500	1200	1500
7,7	100	23,3	29,1	25,5	31,9	28,3	35,4
	80	26,6	33,3	29,0	36,3	32,2	40,3
	60	32,0	40,0	34,5	43,1	38,1	47,6
	40	40,9	51,1	44,6	55,8	49,2	61,5
	20	61,0	76,3	67,2	84,0	75,6	94,5
15,7	100	36,9	46,1	39,5	49,4	43,3	54,1
	80	43,6	54,5	46,3	57,9	50,4	63,0
	60	51,4	64,2	55,6	69,5	60,8	76,0
	40	67,4	84,3	72,9	91,1	80,3	100,4
	20	98,0	122,5	108,9	136,1	124,1	155,1

Aus Abb. 2 ist zu ersehen, wie schnell bei voller Ausnutzung höherer Betondruckspannungen die Bedeutung der Plattenbreite b sinkt.

Die Kosten der Plattenbalkenformen, bei denen unter Festhaltung der Eisenspannungen σ_e = 1200 kg/cm² (Flußeisen) bzw. σ_e = 1500 kg/cm² (Stahl) die Betondruckspannungen σ_b = 40 kg/cm² (normaler Beton) und σ_b = 70 kg/cm² (hochwertiger Beton) ausgenutzt werden, sind in der Spalte 9 der Zahlentafel 2 eingetragen. Dabei sind aus Abb. 2 diejenigen Balkenquerschnitte ermittelt, die den Schnittpunkten der Geraden σ_b = 40 kg/cm² bzw. σ_b = 70 kg/cm² mit den Kurven entsprechen. Soweit es erforderlich schien, wurden sie durch rechnerische Ermittlung weiterer zusammengehöriger Werte h und b ergänzt. Die Biegungsmomente, die von den gewählten Balkenquerschnitten bei den angegebenen Spannungen aufgenommen werden können, sind in Zahlentafel 2 Spalte 8 eingetragen.

Der Kostenermittlung liegen folgende Annahmen zu Grunde:

100 kg Normalzement	5,— M	frei Bau
100 kg hochwertiger Zement	6,— ,,	
1 m³ Kiessand	7,— ,,	
100 kg Flußeisen	20,— ,,	
100 kg Stahl	22,— ,,	
1 m² Schalung	1,80 ,,	
1 m Holz	0,50 ,,	
1 Facharbeiterstunde	0,85 ,,	
1 Arbeiterstunde	0,75 ,,	

Beton: Mischung 1:5.

	normal	hochwertig
310 kg Zement	15,50 M	18,60 M
1,25 m³ Kiessand	8,75 ,,	8,75 ,,
3 Facharbeiterstunden	2,55 ,,	2,55 ,,
6 Arbeiterstunden	4,50 ,,	4,50 ,,
	31,30 M	34,40 M für 1 m³

Eisen:

	Flußeisen	Stahl
100 kg Rundeisen	20,— M	22,— M
8% Verschnitt und Bindedraht	1,60 ,,	1,75 ,,
5 Facharbeiterstunden	4,25 ,,	4,25 ,,
	25,85 M	28,— M f. 100 kg

Zahlentafel 2.
Kostenziffern K/M.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nr.	f_e cm²	σ_e kg/cm²	σ_b kg/cm²	h cm	b cm	x cm	M mkg	Kosten K für 1 m in M	K/M in M/mt
1	7,7	1500	70	20	40	8,2	2000	6,13	3,07
2	7,7	1500	70	25	33	10,2	2490	6,36	2,55
3	7,7	1500	70	30	27	12,3	2990	6,64	2,22
4	7,7	1500	70	35	24	14,4	3490	7,08	2,03
5	7,7	1500	70	40,8	20	16,5	4010	7,47	1,86
6	7,7	1500	40	20	101	5,7	2090	9,05	4,33
7	7,7	1500	40	25	81	7,1	2610	8,59	3,29
8	7,7	1509	40	30	68	8,6	3140	8,51	2,71
9	7,7	1500	40	35	60	10,0	3670	8,68	2,37
10	7,7	1500	40	70	32	20,0	7400	11,24	1,52
11	7,7	1200	70	20	29	9,3	1575	5,36	3,41
12	7,7	1200	70	25	23	11,7	1950	5,65	2,90
13	7,7	1200	70	28,3	20	13,2	2210	5,90	2,67
14									
15									
16	7,7	1200	40	20	69	6,7	1650	7,25	4,39
17	7,7	1200	40	25	56	8,3	2060	7,17	3,48
18	7,7	1200	40	30	47	10,0	2480	7,28	2,93
19	7,7	1200	40	35	42	11,7	2890	7,60	2,63
20	7,7	1200	40	69,5	20	23,1	5720	10,40	1,82
1	15,7	1500	70	20	82	8,2	4080	10,60	2,59
2	15,7	1500	70	25	68	10,2	5100	10,45	2,05
3	15,7	1500	70	30	59	12,3	6200	10,58	1,70
4	15,7	1500	70	35	53	14,4	7290	10,86	1,49
5	15,7	1500	70	45	44	18,5	9250	11,58	1,25
6	15,7	1500	40	20	207	5,7	4260	16,63	3,91
7	15,7	1500	40	25	166	7,1	5330	15,14	2,84
8	15,7	1500	40	30	137	8,6	6410	14,23	2,23
9	15,7	1500	40	35	122	10,0	7600	14,05	1,85
10	15,7	1500	40	40	112	11,4	8600	14,11	1,64
11	15,7	1200	70	20	59	9,3	3260	9,04	2,77
12	15,7	1200	70	25	49	11,7	4030	9,11	2,26
13	15,7	1200	70	30	43	14,0	4830	9,38	1,94
14	15,7	1200	70	35	38	16,3	5620	9,72	1,73
15	15,7	1200	70	58	20	27,0	9240	11,52	1,25
16	15,7	1200	40	20	141	6,7	3360	12,95	3,86
17	15,7	1200	40	25	105	8,3	4200	11,70	2,79
18	15,7	1200	40	30	98	10,0	5070	11,92	2,35
19	15,7	1200	40	35	88	11,7	5920	11,99	2,02
20	15,7	1200	40	50	70	16,7	8400	12,78	1,53

Schalung:

1 m² Schalung $\frac{1,80}{3}$	= 0,60 M
3 m Holz $\frac{3 \cdot 0,5}{7}$	= 0,22 ,,
Nägel und Bindedraht	= 0,03 ,,
2 Facharbeiterstunden	= 1,70 ,,
	2,55 M für 1 m²

Um für den Kostenvergleich einen von absoluten Werten unabhängigen Maßstab zu gewinnen, ist eine Kostenziffer

$$k = \frac{K}{M}$$

eingeführt, die die Kosten bezogen auf die Momenteneinheit angibt. Die ermittelten und in Spalte 10 der Zahlentafel 2 eingetragenen Kostenziffern sind in Abb. 3 dargestellt. Jede Kurve gilt für eine bestimmte Kombination der Baustoffe, Flußeisen, Stahl, normaler Beton und hochwertiger Beton. Durch einen Vergleich dieser Kurven läßt sich ein Schluß auf die Wirtschaftlichkeit der Verwendung der einzelnen Baustoffe unter den betrachteten Verhältnissen ziehen.

In Abb. 4 sind dieselben Kurven noch einmal in anderer Gegenüberstellung zusammengefaßt. Innerhalb des Gebietes, das von den oben beschriebenen Beispielen umgrenzt wird, zeigt sich danach, daß die Kostenkurven für den Fall der Verwendung des hochwertigen Zementes ganz erheblich günstiger verlaufen, als die entsprechenden Linien, die aus der Verwendung normalen Zementes hergeleitet sind. Die Frage, ob Flußeisen oder Stahl zu wählen ist, tritt dagegen an Bedeutung zurück.

$f_e = 7{,}7\ cm^2$

$F_e = 15{,}7\ cm^2$

—— = Stahl ($\sigma_e = 1500$)
- - - - = Fluß E. ($\sigma_e = 1200$)
N = Normaler Beton ($\sigma_e = 40$)
H = Hochwertig. Beton ($\sigma_e = 70$)

Abb. 3. Kostenziffern.

Abb. 4. Kostenziffernkurven.

Die vorstehenden Ermittlungen gelten nur für den Balken als selbständiges Konstruktionsglied. Wie sich die Verhältnisse ändern, wenn er als Glied einer monolithischen Deckenkonstruktion auftritt, wird weiteren Untersuchungen vorbehalten.

Wenn die Überlegungen auch von der Untersuchung einer Schar willkürlich gewählter Beispiele ausgehen, so ist die Weite der Grenzen und die Zahl der dazwischenliegenden Einzelfälle doch hinreichend, um die Gesetzmäßigkeit in einfachen Richtlinien erkennen zu lassen. Schon für die Platte wird die wissenschaftlich systematische Behandlung infolge der vielen zu variierenden Komponenten recht verwickelt. Dabei ist noch zu beachten, daß nicht nur die Kostenersparnis an sich, sondern auch der Gewinn an verfügbarer Nutzlast infolge Verminderung des Eigengewichts einzusetzen ist. Der Fortfall von jedem Zentimeter Plattenstärke ermöglicht ein Mehr von 24 kg/m², also bei 4 cm bereits rd 100 kg/m² Nutzlast.

Für die Pilzdeckenbauweise kann sich z. B. ein großer wirtschaftlicher Vorteil bei weitgespannten Konstruktionen ergeben. Wird ferner die Raumabschließung von den tragenden Baugliedern getrennt, so ist bei allen Leichtbetoneindeckungen die Verwendung hochwertigen Betons für die Tragkonstruktion auch ohne Berücksichtigung der Vorteile früher Entschalungsmöglichkeit sicherlich wirtschaftlich geboten.

Der Siegeslauf der Eisenbetonbauweise war in erster Linie durch die Plattenbalkenform und ihre Vorzüge verursacht. Diese wirtschaftliche Erkenntnis war aber aufgebaut auf den jahrzehntelang ziemlich stabil gehaltenen zulässigen Spannungen 30—40 kg/cm² für Beton und 1000—1200 kg/cm² für das Eisen.

Bei weiterer Voraussicht und im Vertrauen auf eine dauernd ansteigende Veredlungskurve der Rohstoffe und Fertigung ist zu erwarten, daß die Konstruktionsmethoden im Eisenbetonbau grundsätzliche Änderungen erfahren und einen immer anwachsenden Bedarf an hochwertigem Zement zur Folge haben werden. Vielleicht wird eine mehr werkstattsmäßige Herstellung der Bauglieder, die natürlich auf der Baustelle, ohne große Förderungswege, organisiert werden muß, neue wirtschaftliche Momente in den Wettbewerb der Massivkonstruktion mit dem Eisen- und Holzbau hineintragen.

Um nun die Kenntnis der Biegungsdruckfestigkeit des hochwertigen Betons zu vertiefen, sind mit Balken verschiedener Größen Versuche angestellt, die hierunter näher beschrieben sind. Grundsätzlich wurde die Bewehrung so gewählt, daß die Streckgrenze der verwendeten Rundeisen aus Hochbaustahl 48/58 bei der geschätzten Bruchgrenze des Betons noch nicht erreicht war. Bei den 7 Tage alten Probekörpern ist dies zum Teil nicht geglückt, da die tatsächliche Bruchspannung von mehr als 300 kg/cm² die Schätzung von 250/300 kg/cm² noch überschritt.

Die Balkenversuche.

Rohstoffe.

Zement. Benutzt wurde hochwertiger sog. Spezialzement der Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalkwerke, Lengerich i. W. Die Prüfung ergab normenmäßige Beschaffenheit und folgende Durchschnittsfestigkeiten.

Alter	2	3	7	28 Tage
Druckfestigkeit	279	360	451	660 kg/cm²
Zugfestigkeit	25	29	32	49 kg/cm²

Zuschlagstoffe.

Reiner scharfer Leinesand, durch Absieben auf 7 mm Korngröße aus Leinekies gewonnen.

Basaltsplitt bis 25 mm Korngröße.

Zusammensetzung: 2 Sand + 1 Basaltsplitt.

Eisen	a	b	c	d	d'	e
Balken I A:	3 Ø 13	1 Ø 10	2 Ø 10	1 Ø 12	1 Ø 12	15 Ø 5
„ I B:	3 Ø 13	1 Ø 12	2 Ø 12	1 Ø 12	1 Ø 12	19 Ø 5

Abb. 5. Probebalken I. M. 1 : 10.

Beton. Der Beton wurde in der Maschine im Verhält[nis] 1:5,5 in Rtl. gemischt. Der Wasserzusatz von 14 vH [...] ergab die gewünschte baustellengerechte weiche Konsiste[nz]. Die Konsistenzziffer nach amerikanischer Meßmethode (si[ehe] Abhandlung I) war K = 145.

Die Verdichtung erfolgte durch Stochern und einmali[ges] Abklopfen der Schalungen.

Die aus der Betonmasse hergestellten Probewürfel 20/20 [...] hatten die in Zahlentafel 4 eingetragenen Festigkeiten. Da[bei] ist zu bemerken, daß der Beton der Balken I A und I B oh[ne] Splittzusatz hergestellt ist, also mehr den Charakter ei[nes] Mörtels hat.

Die Abmessungen der Probebalken sind in den Abb. 5, [6] und 7 veranschaulicht.

Die Versuchsanordnung sah vor:

Balken I A und I B:

Prüfung in einer Pohlmeyer-Biegemaschine (Abb. 8),

Balken II A/B und III A/B:

Prüfung durch Belastung mit einem Hebelgeschi[rr] (Abb. 9/10).

In der Zahlentafel 5 sind alle für die Berechnung erforde[r]lichen Daten und die wichtigsten Versuchsergebnisse eingetrage[n].

Wasser: Städtisches Leitungswasser mit rd. 15° C Wärme.

Eisen. Die von dem Eisen- und Stahlwerk Hoesch, A. G. Dortmund, zur Verfügung gestellten Rundeisen zeigten die in Zahlentafel 3 eingetragenen Festigkeits- und Dehnungswerte.

Abb. 6. Probebalken II.

Abb. 7. Probebalken III.

Zahlentafel 3.

Ergebnis der Zerreißversuche an den Probestäben aus Hochbaustahl 48/58.

Nr.	Durchmesser	F	Streckgrenze		Bruch		Dehnung
			P	σ_e	P	σ_e	
	mm	cm²	kg	kg/cm²	kg	kg/cm²	vH
1	13	1,33	5680	4260	7620	5730	19,5
2	13	1,33	5625	4230	7700	5790	17,5
3	16	2,01	6600	3300	10530	5265	26,0
4	16	2,01	6670	3335	10840	5420	25,5
5	19	2,84	10260	3620	16590	5840	26,0
6	19	2,84	10320	3630	16590	5840	25,0

Zahlentafel 4.

Druckfestigkeit der Betonprobewürfel 20/20 cm³.

Balken		I A	I B	II A	II B	III A	III B
Alter (Tage)		3	7	3	7	3	7
Gewicht kg	1	16,6	17,4	18,2	19,0	18,4	18,7
	2	17,5	17,4	18,8	18,6	18,4	18,6
	3	17,0	17,1	18,8	18,7	18,4	18,7
Festigkeit kg/cm²	1	105,4	127,9	126,5	173,0	110,7	148,9
	2	78,7	122,3	128,9	178,5	115,2	159,2
	3	92,6	124,9	136,1	159,2	110,8	161,8
Mittel		92,2	125,0	130,5	170,2	112,2	156,6

Abb. 9. Versuchsanordnung für Balken II.

Abb. 11. Formänderungen des Balkens I.

Abb. 8. Versuchsanordnung für Balken I.

Abb. 10. Versuchsanordnung für Balken III.

Zahlentafel 5.
Zusammenstellung der Ergebnisse.

Eisenbetonbalken	I		II		III	
Alter (Tage)	3	7	3	7	3	7
Bezeichnung	A	B	A	B	A	B
Spannweite (m)	1,00		4,00		5,80	
Betonquerschnitt (cm)	15 × 19		15 × 27		20 × 28,5	
Bewehrungsquerschnitt (cm²)	3 Ø 13 mm = 3,98		3 Ø 16 mm = 6,03		3 Ø 19 mm = 8,52	
Nutzbare Höhe h (cm)	15,9		24,2		25,5	
$x = h/2$ cm	7,95		12,1		12,75	
$z = h - x/3 = 5/6\, h \cdot$ (cm)	13,25		20,17		21,25	
Eigengewicht g (kg/m)	68		98		137	
M_g (cmkg)	850		19600		57600	
M_{max} für $\sigma_b = 100$, $\sigma_e = 1500$ kg/cm² in cmkg	79200		181600		271500	
M_p erforderlich (cmkg) $= (M_{max} - M_g)$	78350		162000		213900	
P erforderlich für M_p (kg)	— 3400		— 1620		— 1475	
Schubspannung (kg/cm²) bei $\sigma_b = 100$, $\sigma_e = 1500$						
τ_0 am Ende (P + g)	8,06		3,31		2,67	
τ_m in der Mitte (P)	7,88		2,67		1,74	
Gesamtzug der Schrägeisen (kg)	4230		6350		9020	
Schubbewehrung (cm²)	A: 2 Ø 12 + 3 Ø 10 mm; B: 5 Ø 12 mm		7 Ø 12 mm		10 Ø 12 mm	
Bügel	A: 15 Ø 5 mm; B: 19 Ø 5 mm		31 Ø 6 mm		48 Ø 6 mm	
Spannungen kg/cm² aus g σ_b =	1,07 — 1,0		10,7		21,0	
Spannungen kg/cm² aus g σ_e =	— 15		160		315	
Spannungen kg/cm² aus P σ_b =	0,02906 · P		0,0547 · P		0,0535 · P	
Spannungen kg/cm² aus P σ_e =	0,435 · P		0,821 · P		0,8025 · P	
Versuchsergebnisse:	**I A**	**I B**	**II A**	**II B**	**III A**	**III B**
Bruchlast P (kg)	6360	7200	3800	5480	4280	5560
Bruchspannung (kg/cm²) σ_b =	185,4	209,8	218,4	310,4	250,6	319,4
Bruchspannung (kg/cm²) σ_e =	2781	3147	3276	4655	3759	4791
Gesamtdurchbiegung in der Mitte (cm)	0,542	0,444	2,561	2,164	3,773	3,3 5

Abb. 12. Formänderungen des Balkens II.

Alle Formänderungsmessungen sind in den Abb. 11, 12 und 13 zeichnerisch dargestellt.

Da, wie im Anfang bemerkt wurde, diese Versuche ähnliche Ziele verfolgen, wie die Geßner-Nowackschen Arbeiten (siehe Beton und Eisen 1925, Heft 4), so seien zum Schluß noch ku[rz] die Gesichtspunkte herausgegriffen, die als gemeinsames E[r]gebnis aus beiden Versuchsreihen gewonnen wurden.

1. Auftreten von Zugrissen im Beton.

Dr. G. und N. schreiben: „Es war von vornhere[in] vorauszusehen, daß bei der annähernden Gleichheit d[er]

Abb. 13. Formänderungen des Balkens III.

Elastizitätsmaßes von weichem Flußeisen und Stahl letztere[s] bei der entsprechend größeren Anspannung auch größer[e] Dehnungen der Betonzugfasern verursachen muß, womit Rißgefahr an der Betonzugseite zu er[warten] ist."

In Hannover ergab sich dasselbe Bild:

Feine Zugrisse traten sehr bald auf,

in Prag (bei zulässigen Spannungen 100/2000 bzw. 100/1800) durchschnittlich bei 1—1,5 facher Nutzlast,

in Hannover (bei zulässigen Spannungen 100/1500) bei 0,8—1,2 facher Nutzlast.

Das frühere Auftreten von Zugrissen in Hannover erklärt sich durch das geringere Alter der Versuchskörper. Dieses betrug:

in P.: 14, 21, 28 und 42 Tage

in H.: 3 und 7 Tage.

Aus der Belastung, bei der die ersten Zugrisse beobachtet wurden, ergaben sich in H. mit n = 10, m = 0,5 folgende Betonzugspannungswerte:

Balken II A:	σ_{b_z} =	98 kg/cm²
„ II B:	„ =	115 „
Balken III A	„ =	86 „
„ III B	„ =	86 „

Den Versuchen in P. und H. ist ferner die Tatsache gemeinsam, daß sich die bestehenden Zugrisse auch bei Steigerung der Lasten nicht erweiterten, sondern vielmehr neue feine Haarrisse, ziemlich gleichmäßig verteilt, auf der Zugseite auftraten.

2. Über die Haftfestigkeit der Stahleinlagen.

Bei den größeren Versuchskörpern

in P.: Decken von 6,00 m Stützweite,

in H.: Balken von 4,00 bzw. 5,80 m Stützweite

wurden Zerstörungen, die auf Überwindung der Haftfestigkeit der Stahleinlagen schließen lassen, in keinem Fall beobachtet.

3. Über die Größe der Durchbiegungen.

In der Beschreibung der Prager Versuche heißt es:

„Bei der Durchbiegung äußert sich auch das Alter, indem die Steifigkeit bis zum Alter von 42 Tagen zunimmt, allerdings nur in bescheidenem Maße."

Diese Beobachtung wird durch die Versuche in H. bestätigt, wie aus den Durchbiegungskurven der Balken I bis III hervorgeht. Danach hat in der Altersstufe von 3 auf 7 Tage eine erhebliche Zunahme der Steifigkeit stattgefunden.

4. Über die Elastizitätszahl.

Bei der Ermittlung der Elastizitätszahl des Betons wurden von vornherein ausgeschaltet:

a) Die Balken I A und I B, weil sie wegen ihrer gedrungenen Querschnittsform kaum mit der erforderlichen Genauigkeit die Berechnungsgrundlagen erfüllen dürften.

b) die Balken II A und III A, weil sie sich wegen ihres geringen Alters (3 Tage) wenig zum Vergleich mit den Prager Versuchskörpern (Alter 21 Tage) eignen.

Für die Balken II B und III B (Alter 7 Tage) wurden für verschiedene Annahmen von $n = \frac{E_e}{E_{bd}}$ und $m = \frac{E_{bz}}{E_{bd}}$ die Durchbiegungen errechnet und zu den beobachteten Durchbiegungen in Beziehung gesetzt. Zugrunde gelegt wurde dabei $E_e = 2\,150\,000$ kg/cm². Vor allem Balken II B läßt sehr gut die Abnahme der Elastizitätszahl des Betons mit zunehmender Betonspannung erkennen, beginnend mit einem Wert für E_{bd} von etwa 400 000 kg/cm² bei $\sigma_b = 100$ kg/cm² bis zu einem Wert von etwa 140 000 kg/cm² kurz vor dem Bruch, was gut den Prager Versuchen an Decken von 6,00 m Stützweite entspricht.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Hauptversammlung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine in Essen in der Zeit vom 16.—21. Juli 1925.

In der am 19. Juli 1925 abgehaltenen Hauptversammlung sprach nach begrüßenden Worten des Vorsitzenden Oberbaurat Schenk, Frankfurt, Oberbaurat Dr. Hercher, Düsseldorf, als Vertreter des Regierungspräsidenten, Oberbürgermeister Dr. Schäfer als Vertreter der Stadt, der den Willkommensgruß der von ihm vertretenen Behörde übermittelte.

Weiterhin hielten Ansprachen Seine Magnificenz der Rektor der Technischen Hochschule Aachen, Professor Dr.-Ing. Bonin, und zwar über das gegenseitige Wirken von Praxis und Lehre, ferner Professor Dr. Strecker, Heidelberg, über den Wert der Technik und ihren Zusammenschluß.

Außerdem wurde die Versammlung durch Vertreter von Oberschlesien und aus dem Saargebiet begrüßt.

Zu Ehrenmitgliedern des Verbandes wurden die Geheimräte Schmick, München und Dr.-Ing. Kölle, Frankfurt a. M., ernannt, und weiterhin der Beschluß gefaßt, die nächste Hauptversammlung in Dresden stattfinden zu lassen.

Von den besonders bemerkenswerten Vorträgen seien die nachfolgenden kurz im Auszug mitgeteilt.

Oberregierungsbaurat Schenck, Frankfurt a. M., sprach über eine Studienreise in Nordamerika. Der Redner behandelte die Entwicklung der Städte in Amerika und deren zu späte Erkenntnis, daß ohne Stadtbebauungsplan nicht auszukommen ist. Er sprach weiterhin über die Grundlagen der Architekturausbildung in den Vereinigten Staaten und die Form der Ausführung öffentlicher Bauten. Er ging dann ein auf die Anfänge moderner Bauformen bei großen Mietshäusern, Hotels und Geschäftshäusern. Mit einer Entwicklung der Architektur im modernen Sinne kann gerechnet werden. Im Verkehrswesen herrscht eine bessere Verkehrsdisziplin des Publikums als in Deutschland. Interessant sind die Unterbringung der Autos in Geschäftsvierteln und die Einrichtung der Tankstellen. Die Regelung des Straßenverkehrs wurde von ihm neben der Führung der Eisenbahnlinie durch Stadtgebiete, deren mangelnde Sicherheit gegen Straßenverkehr, Bahnhofsbauten usw., erwähnt. Im Wohnungswesen sind die neuen Wohnviertel und die Etagenwohnungen, die Verschiedenheit der Wohnverhältnisse in New York gegenüber Städten des Binnenlandes bemerkenswert. Besonders beachtenswert sind die Geschäftshäuser und Hotels, bei denen andere Konstruktions- und Ausführungsmethoden als in Deutschland zur Geltung kommen. Das Wesen der Bauausführungen in Amerika ist beachtlich. Der Redner behandelt auch in einzelnen Beispielen die Eigenart moderner großer Eisenbahn-Empfangsgebäude, die städtebauliche Entwicklung in Amerika, die Gewinnung von Neuland und die Sanierungen von alten Stadtteilen. Er zog Lehren aus dieser Studienreise, die dahin gehen, daß in der jetzigen Zeit baulichen Stillstandes die Großstädte rechtzeitig Generalbebauungspläne schaffen müßten. Der Entwurf eines neuen „Preußischen Städtebaugesetzes" scheint hier geeignetes Material zu liefern. Das tatenlose Gewährenlassen im Wachstum unserer Großstädte muß ein Ende nehmen. Die Gartenstadtbewegung verdient kräftige Unterstützung. Mehr als bisher muß der Vorortverkehr für die Berufskreise in den großen Städten gefördert werden. Reichsbahn und städtische Verkehrseinrichtungen müssen sich zusammentun. Die Baumethoden müssen zur Verbilligung des Baues eingehend verbessert werden. Mit rückständigen Einrichtungen, die nur verteuernd wirken, muß aufgeräumt werden. Architekt, Ingenieur und Unternehmer müssen in dieser Beziehung zusammenarbeiten und die Berufsgenossenschaften und Baupolizei müssen mitwirken, damit unnötige Erschwerungen und Verteuerungen vermieden werden. In der Konstruktion der Kleinwohnungsbauten wird bei uns noch zuviel getan. Die Tilgung dieser Bauten ist meist innerhalb eines Zeitraumes von 50 Jahren erfolgt, während das Lebensalter dieser Bauten ein Vielfaches dieser Zeit beträgt. In der Wohnungskultur muß eine systematische Erziehung einsetzen. Die Führung des Haushaltes muß in jeder Weise erleichtert werden, doch müssen auch die Einrichtungen der Kleinwohnungen darauf Rücksicht nehmen. In baulichen Einzelheiten, in der Konstruktion von Türen und Fenstern, Baubeschlagteilen bei den Installationseinrichtungen und dergl. können noch viele Verbesserungen erfolgen. Bei aller Modernisierung darf man aber nicht allzusehr in den Schematismus verfallen, denn diese Seite der amerikanischen Bauweise ist kein Vorteil.

In einem Vortrag über das neue preußische Städtebaugesetz zeigte Verbandsdirektor Dr.-Ing. Schmidt, Essen, wie die Gesetze des Entstehens und die Ursachen des Vergehens der Weltstädte aller Zeiten nur durch gleichzeitiges Studium der Kultur und Zeitgeschichte ergründet werden können, wie ebenso die Entwicklungsgänge unserer Zeit geklärt werden müssen, um die Grundlagen des neuzeitlichen Städtebaues richtig zu erfassen. Die Germanen, nicht die Romanen Westeuropas haben aus dem Handwerk mit Hilfe der Dampfmaschine die Großindustrie geschaffen, die die Grundlage der modernen Wirtschaft geworden ist. Dadurch entstanden die großen Handelszentralen mit ihren gewaltigen Verkehrsanlagen, dadurch entstanden weiterhin die internationalen Geldzentralen. Unser Wirtschaftsleben braucht eine planvolle räumliche Gestaltung. Die Erfahrungen und Arbeitsmethoden des Ruhrsiedlungsverbandes haben dazu geführt, die Aufnahme dieses Gedankens in das neue preußische Städtebaugesetz zu veranlassen. Seine Praxis führte nämlich zu der Aufstellung von Wirtschaftsplänen, die den Großarbeitsstädten, der Landwirtschaft, dem Wohnwesen und der Volkserholung sowie dem gesamten Verkehrswesen an geeigneter Stelle ihre ungehinderte freie Entwicklung sichern sollen. Diese Wirtschaftspläne sind an keine politischen Grenzen gebunden und bilden die Grundlagen der Bebauungspläne. Um solches durchzuführen, muß der Boden in wesentlich erweiterter Form wie bisher im öffentlichen Interesse seiner planmäßigen Zweckbestimmung zugeführt werden. Der Städtebau soll den Inhalt, die Seele und das Leben der Nation darstellen und das Nationalgefühl durch Überbrückung religiöser, politischer und wirtschaftlicher Spaltungen erwecken. Bei dem Entwurf des preußischen Städtebaugesetzes hat das Ministerium die Erfahrungen des Ruhrsiedlungsverbandes und zahlreiche Anregungen aus der Praxis verarbeitet, die nunmehr zur allgemeinen Diskussion gestellt sind. Gelangt das Gesetz zur Durchführung, so hat Preußen einen merkbaren Fortschritt vor den anderen Teilen des Reiches gemacht. Bei der dichten Besiedelung Deutschlands wird später das Reich die Materie durch ein Reichsgesetz regeln müssen.

Vortrag von Prof. Dr.-Ing. h. c. Behrens, Wien, über: Industriebauten.

Unsere Zeit besitzt keine gereifte Kultur, Vollkommenes steht neben Unvollkommenem. Gerade dort, wo es am wenigsten sein sollte, in Hochbau und Industrieerzeugnissen sehen wir das Gebiet des empfindsamen und des Tatmenschen unbeeinflußt nebeneinander. Die Technik ist keine Fachangelegenheit mehr, sondern hat Einfluß auf das Gesamtleben. Eine Stufe der Menschheitsentwicklung ist mit ihr

erreicht. Dabei herrscht aber eine Neigung zum Materialismus, der entsteht durch Spezialisierung und auch durch äußerliche Betrachtung technischer Mittel. Im Mittelalter flossen Kunst und reine Technik zusammen. Es muß gelingen, die technischen Errungenschaften zum Ausdruck einer reifen Kultur werden zu lassen. Im Altertum fand der Formwille die Technik, die ihm nötig erschien, die Technik gab willig Mittel des Ausdrucks des Zeitgeistes und Kunstwillens. Die Eile unserer Zeit läßt die bündige Architekturfläche entstehen. Das Eisen entmaterialisiert durch die Feinheit der Konstruktion. Es gilt eine geschlossene Raum- und Körperwirkung zu erzielen. Bei Industrieeinbauten sind große Öffnungen und helle Räume nötig.

Industriebauten sind dem Stadtbild ohne Dissonanz einzufügen, so daß sie selbst mit den Wohnhäusern zusammen ein einheitliches Bild geben. Interessant sind die neuen Bestrebungen in Holland, wo zwei Strömungen vorhanden sind, die der reinen Sachlichkeit, der Klassisten und die des Gefühls der modernen Romantiker. Indessen kann das Problem heute nicht gelöst werden, denn das technische Gestalten enthält nicht nur mechanischen Geist, sondern ist durchwoben von eigener Romantik, dem Rhythmus unserer Zeit.

Bisher versuchte die Ästhetik, das Neuartige, Ungewohnte der Technik zu mildern. Das Groteske der oft bizarren Form aber als Leitmotiv zu nehmen, um dadurch die Gestalten zu märchenhaften und wahrscheinlichen zu erheben, ist bisher noch nicht gelungen.

Das Handwerk braucht nicht verloren zu sein, wenn es sich auf jene Qualität einstellt, die von der Maschine nicht geleistet wird.

So kann der Unterschied zwischen Industrie und Handwerk klargelegt werden, indem der handwerklichen Kunst die eigenwillige Eingebung des Augenblicks zukommt. Material kann Stimmung vermitteln.

Im Siedlungswesen findet man heute falsche Anwendungen des Typisierens ohne Rücksicht auf Lebensgewohnheiten einer bestimmten Gegend. Auch bei Ingenieurbauten muß der Sinn für Einheitlichkeit vorausgesetzt werden. Amerika zeigt die gewagtesten Konstruktionen, aber Mangel an Sinn für gute Formen, was sich in der eigenmächtigen Gestaltung überhoher Häuser als isolierter Körper zeigt. Städtebaulich hat das Einzelhaus gar kein Interesse. Die Anlage der Hochhäuser in Deutschland ist abhängig von der Ausdehnung der Städte. Stadtbau ist nicht eine Angelegenheit der Ebene, sondern auch des Raumes. Jede Dimension ist abhängig vom ganzen Stadtbild, die verschiedenen Stadtteile sollen auch für das Auge zueinander in Beziehung gebracht werden. Man darf darum Kathedralen nicht durch Domfreiheit isolieren, die leider auch für die Hoch- oder Turmhäuser befürchtet werden muß. Ähnlich einem Fluchtliniengesetz sollte auch die Hochkurve der Städte für die vertikale Silhouette festgelegt werden. Solche wichtigen Fragen unserer Zeit sollen Architekt und Ingenieur in treuer Zusammenarbeit leisten, die dazu führen kann, die Einheitlichkeit zu finden, die einen Stil unserer Zeit gewinnt.

Beschleunigung der Trockenlegung der Zuiderzee.

Nach De Ingenieur Nr. 24 von 1925.

Zur Abänderung der Gesetze vom 14. Juni 1918 bzw. vom 2. Juli 1923 und vom 20. Dezember 1918 zur Einstellung von Mitteln für Abschließung und Trockenlegung der Zuiderzee sind zwei neue Gesetzentwürfe eingebracht worden mit dem Zweck, einmal die Ausführung des Abschlusses und der Trockenlegung kräftig in Angriff zu nehmen und weiter die Kosten des Abschlußdeiches nicht zu Lasten der Trockenlegungsarbeiten gehen zu lassen, sondern sie zur Hälfte aus ordentlichen Mitteln, zur Hälfte aus außerordentlichen durch Anleihen zu beschaffenden Mitteln zu bestreiten, so daß die Kosten nicht ganz dem lebenden Geschlecht zur Last fallen. Der Plan wird damit begründet, daß ohne zu großen Optimismus die finanzielle Lage des Landes als günstig genug angesehen werden kann, die Ausführung zu beschleunigen und daß, wenn irgendwo, dann hier Veranlassung besteht, sobald wie möglich die Hand an den Pflug zu legen, nicht nur um eine neue Quelle der Wohlfahrt durch die Trockenlegung dieser ausgedehnten Flächen zu erschließen, sondern auch um die sehr drückende Zinsenlast bei zu langsamem Tempo der Ausführung, die auf die Dauer die gesamte Produktivität in Gefahr bringt, zu vermeiden. Die Regierung geht dabei auf Grund des Berichtes einer besonderen Kommission von der Annahme aus, daß die Abschließung der Zuiderzee für einen erheblichen Teil des Landes von so überwiegendem Nutzen ist, daß sie als ein besonderes Wasserbauwerk angesehen werden kann, das auch ohne weitere Trockenlegung der Zuiderzee von so hervorragendem Wert ist, daß es auch losgelöst von dieser zustande kommen muß und ihre Kosten nicht der Trockenlegung zur Last gelegt werden sollten. Der Nutzen soll in der Hauptsache in der Möglichkeit beruhen, das Süßwasser des durch den Abschluß gebildeten Ijsselmeeres in die Provinzen Friesland und Nordholland einzulassen. Daneben kommen in Betracht Ersparnisse bei Unterhaltung der vorhandenen Wasserkehrungen innerhalb des Abschlußdeichs und größere Sicherheit der zurückliegenden Ländereien gegen außergewöhnliche Überflutungen, Verbesserung der Entwässerung der rund um die abzuschließende Zuiderzee herumgelegenen Lande, Schaffung einer sicheren und schnelleren Eisenbahnverbindung zwischen Friesland und Nordholland, als jetzt besteht, und größere Sicherheit der Schiffahrt durch Bildung des Ijsselmeers, die Möglichkeit, das Ijsselmeer zu einem sehr fischreichen Gewässer zu machen u. a. m. Die kapitalisierten Werte dieser gesamten Vorteile sollen in jedem Falle so groß sein, daß die Abtrennung der Kost des Abschlußdeiches und die Belastung der seinerzeit in Kultur bringenden Ländereien nur mit den zu ihrer Gewinnung selbst aufg nommenen Kapitalien völlig gerechtfertigt erscheinen. Der Begründu der Gesetzentwürfe ist eine Gesamtkostenberechnung über die A schließung und Trockenlegung der Zuiderzee beigefügt. Danach si die Kosten der noch auszuführenden Arbeiten für die Trockenlegu wie folgt geschätzt: 37 000 000 fl. für den NW.-Polder, 101 000 000 für den SW.-Polder, 143 000 000 fl. für den SO.-Polder, 84 000 000 für den NO.-Polder, im ganzen 365 000 000 fl., während die Gesam kosten der Abschließung, deren Dauer zu acht Jahren angenommen is zu 90 000 000 fl. veranschlagt sind. Davon gehen ab 95 000 000 fl. a Ertrag der trockengelegten Flächen, bis diese ihren normalen Kapita wert besitzen. Der Kapitalwert der trockenzulegenden Flächen wi auf im ganzen 510 738 000 fl. geschätzt.

Busch.

Fortschritte im Bau von Betonstraßen in den Vereinigten Staaten im Jahre 1924.

(Concrete vom Januar 1925, S. 1—13 mit 2 Zeichn. u. 44 Abb.)

Im Jahre 1924 sind in den Vereinigten Staaten fast 40 Mill. m Betonstraßen hergestellt worden, eine Höchstleistung, die alle frühere Jahre übertrifft. Die Breite war meist die gewöhnliche von 5,4 m, au Strecken mit starkem Verkehr aber von 12 m, die Regelstärke 16 bi 18 cm mit Zunahme auf 23 cm an den Kanten, die jedoch noch nich allgemein als zweckmäßig anerkannt ist, und bei Eisenbetonstraße mancherorts durch stärkere Bewehrung des Randstreifens auf 1 n Breite ersetzt wird. Allgemein eingeführt haben sich eine Mittelfug oder Längsfugen in höchstens 3 m Abstand voneinander mit Stahl dübeln oder Feder und Nut sowie Dehnungsquerfugen in je 30 n Abstand mit 60 cm langen Dübeln, je 1 m auseinander, die auf de einen Hälfte durch Papierumkleidung beweglich erhalten werden Die Betonfestigkeit ist von 140 auf 280 und sogar bis 350 kg/cm nach 28 Tagen erhöht worden; es ist auch schon der Vorschlag aufgetaucht, den Betonpreis nach der Festigkeit zu staffeln. Das zuverlässigere Mischen des Betons nach Gewichts- statt nach Raumteilen fängt an zur Geltung zu kommen. Aluminiumzement hat für Ausbesserungen und für Wiederherstellung von Bauwerken Aufnahme gefunden, da die Arbeitsstellen schon nach 24 bie 48 Stunden dem Verkehr übergeben werden können. Alte Betonstraßen von nur 4,5 m Breite und 10 cm Stärke sind erfolgreich in einem Arbeitsgang verbreitert und verstärkt worden. Für die Bewehrung bürgern sich die fabrikmäßig hergestellten Netze immer mehr ein. Große Sorgfalt wird auf die Abgleichung der Oberfläche gelegt, wozu 3 m lange Richtscheite an langem Stiele dienen, denn dadurch wird sowohl die Lebensdauer der Straße durch Unterbleiben von Schlägen der Räder als auch diejenige der Fahrzeuge durch Wegfall der Erschütterungen verlängert. Allgemein wird vor dem Einbau einer Betonstraßendecke schon das Land für künftige Verbreiterung der Straße erworben, bevor es durch die Erleichterung des Verkehrs auf der besseren Straße im Preise steigt, und als Rasenstreifen instand gehalten, die auch zum Umfahren und zum Halten von Fahrzeugen von Nutzen sind.

N.

Verbundpfähle aus Holz und Beton.

Nach Engineering News-Record 1925, Nr. 5, S. 186.

Bei der Gründung eines Viadukts bei Chicago wurden neue Wege beschritten. Der westliche Ausgang des Viadukts sollte auf Pfählen gegründet werden. Obwohl der Viadukt in Seenähe liegt, war das Grundwasser schon 2,1—2,4 m über dem Seespiegel anzutreffen. Der Boden besteht dort aus wasserhaltendem Sand von 2,1 m über dem Seespiegel an bis 1,5 m unterhalb desselben. An die Pfahlgründung, die auf Grund von Probebohrungen bis auf eine Tiefe von 16,7 m unterhalb des Wasserspiegels hinabreichen mußte, hatte die Stadt Chicago die Bedingung geknüpft, daß Holzpfähle nur bis 30 cm unterhalb des Seespiegels hinaufreichen dürfen. Es wäre deshalb notwendig gewesen, die eigentlichen Betonfundamente in den wasserführenden Schichten auszuführen, was mit kostspieligen Schalungs- und Wasserbeseitigungsarbeiten verbunden gewesen wäre. Um nun einerseits die Kosten für Schalungsarbeiten und die Wasserentfernung zu sparen und die Unsicherheiten und Verzögerungen bei solchen Arbeiten zu vermeiden, und andrerseits den Vertragsbedingungen nachzukommen, wurden Verbundpfähle aus Holz und Beton verwendet. Der hölzerne Teil der Pfähle kam bei der Pfahlstrecke unterhalb des Seewasserspiegels, der Betonteil darüber zur Anwendung. Auf diese Weise wurde das eigentliche Betonfundament des Viadukts auf eine Höhe von 2,1 m oberhalb des Seespiegels emporgehoben und konnte dort ohne besondere Vorkehrungen gegen Wasser hergestellt werden. Die Pfähle, die nach den Vertragsbedingungen nicht allein vertikale Lasten, sondern auch Biegungsbeanspruchungen aufnehmen können, wurden wie folgt hergestellt:

Zunächst wurde als Führungsrohr ein Stahlrohr von 40,6 cm Durchmesser, 13 mm Wandstärke und 6,7 m Länge bis auf den Lehm hinab eingerammt mit Hilfe einer das Stahlrohr im Innern ausfüllenden, aber 30 cm kürzeren Eisenspindel mit oben verbreitertem Kopf. Sodann wurde in diesem Führungsrohr nach Herausziehen der Eisenspindel ein Holzpfahl, der im oberen Ende auf eine Länge von 76 cm genau auf einen Durchmesser von 33 cm gearbeitet war, hinabgelassen

und mit Hilfe der Eisenspindel soweit eingerammt, daß sein oberes Ende mindestens noch 76 cm in das Stahlrohr hineinreichte. Nach erneutem Herausziehen der Eisenspindel wurde mit derselben nun ein 35,6 cm weites, mit einem Goudronanstrich versehenes zweites Stahlrohr innerhalb des ersteren eingebracht und über den Holzpfahl auf eine Länge von mindestens 76 cm hineingetrieben. Das Führungsrohr wurde sodann herausgezogen und das bleibende Stahlrohr mit Beton ausbetoniert. Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Bemerkenswerte Anordnung und Betrieb der gleichzeitigen Betonierung (Gußbeton) von vier großen Bauten (zwei 8stöckige, zwei 10stöckige und ein 20stöckiges Bauwerk), Dalles/Texas.

Engineering News-Record 11. XII. 1924.

Es handelt sich dabei um die Mischung und Einbringung des Betons über eine Fläche von 250 × 70 m², wobei 4 Bauten versorgt werden mußten. Das höchste Bauwerk wies eine Höhe von 73 m auf. Dabei mußte der Verkehr zwischen den Bauten unbehindert bleiben. Der Unternehmer entschied sich für eine zentrale Mischanlage mit Gußrinnen, bedient von 4 Aufzugstürmen. Jeder war versehen mit einem Stahl-Kranträger und einer Schüttvorrichtung mit Gegengewicht (siehe Abb.). Das Material wurde von der Straße bzw. von der Höhe des ersten Stockes 3,6—6,8 m über der Gründung in Karren angeliefert. Bei Ausnutzung der Schwerkraft hatte man durch die etwa 70 m hohen Türme annähernd eine halbe Meile Horizontaltransport erspart. Die Mischanlage befand sich zwischen Bau 3 und 4. Sie versorgte einen Aufzugsbehälter im Stahlaufzugsturm von 73 m Höhe.

Die Hauptschüttrinne lieferte den Beton für Bau 1 und 2. Bei Bau 1 wurde das Material wieder hochgezogen in einem 85 m hohen Holzturm, der gleichzeitig mit dem betreffenden Gebäude aufgerichtet wurde. Von dort aus wurde dann das Material in die Verschalungen des Baues 1 eingebracht mittels der oben erwähnten Schüttvorrichtung (mit einem Aktionsradius von 42,5 m).

Für Bau 2 mußte ungefähr die Hälfte des Betons hochgezogen werden in einem 64 m hohen Stahlturm. Dieser wurde sofort auf seine volle Höhe errichtet, da er das Kabel der Hauptschüttrinne aufzunehmen bestimmt war.

Für Bau 4 wurde durch eine zweite Hauptschüttrinne ein weiterer Stahlturm von 64 m Höhe (mit Schüttvorrichtung) beliefert. Der Zement war in einem Schuppen von 28 m³ Fassungsraum über der Mischplattform für den Guß bereitgestellt.

Das Gemisch wurde mittels Karren aus den Lagersilos in den Mischtrichter oberhalb des eigentlichen Mischers gestürzt. Alles Material wurde gemessen und eine Minute lang gemischt. Der eine 8 m³-Mischer gewährleistete bei voller Leistung einen stetigen Fluß in der Schüttrinne.

Die Aufzugsbehälter in den Türmen waren so bemessen, daß sie im Falle der Betriebsunterbrechung den Beton der Schüttrinnen aufnehmen konnten. Im allgemeinen wurde elektrische Einrichtung angewandt.

Die Betonierungsanlage lief ununterbrochen in Anpassung an die Arbeit der Verschalung. Der längste so dauernde Betrieb betrug 60 Stunden; des öfteren wurden 24—36 Stunden erreicht. Bei günstiger Witterung war der Durchschnitt der Betonierung von Stock zu Stock etwa 9 Stunden. Der größte Baufortschritt bestand in Betoneinbringung von 400 m³ in 10 Stunden. Die Verschalungen waren aus Holz mit Ausnahme von Zylinderformen für die Säulen und Spezialformen der Säulenköpfe. Die Verschalungen für die Deckenplatte wurden in der Werkstatt hergestellt. Im allgemeinen hielten sie 10 Arbeitsschichten gut aus.

Der Bewehrungsstahl wurde fertig gebogen angeliefert und zu den Bauten vermittelst besonderer Kranbalken an den Türmen hochgewunden. Nach dem Guß wurden die Verschalungen in der Regel erst nach 14—21 Tagen weggenommen, und zwar nach Maßgabe der Probekörper, die für jeden Guß angefertigt waren. — Unter Berücksichtigung der „Bestimmungen" wurde sowohl die Festigkeit als die Kornzusammensetzung nachgeprüft.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe i. B.

Draufsicht und Seitenansicht der Betonierungsanlage.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zuschrift zum Aufsatz „Geschäftsunkosten und Bautenerfolg“ in Heft 13.

Zu dem Artikel „Geschäftsunkosten und Bautenerfolg“ in Heft 13 möchte ich mir gestatten, einiges zu bemerken, was als Ergänzung vom praktischen Standpunkt aus dienen kann.

Der Verfasser versuchte in dem genannten Aufsatz diese geschäftlichen Fragen auf eine mathematische Formel zu bringen. Es ist anzunehmen, daß für den Fall, der von ihm untersucht ist, also für die eine oder die andere Firma, das Ergebnis vollkommen stimmt. Selbstverständlich ist aber keinem Praktiker unbekannt, daß die Generalia der verschiedenen Unternehmungen sehr voneinander abweichen, je nachdem das Organisationsvermögen der führenden Stellen die Geschäftsleitung wirklich mehr oder weniger in der Hand hat. Dem Schlußresultat der angestellten Untersuchung kann aber im ganzen zugestimmt werden.

Was besonders die Bauindustrie ungemein belastet, ist, daß sie sich nicht nur aus soliden und gewissenhaft kalkulierenden Firmen zusammensetzt, sondern daß, wie wir bei jeder öffentlichen Submission feststellen können, geradezu eine Art Va-banque-Spiel bei der Abgabe der Preise getrieben wird. Wir dürfen uns nicht verhehlen, daß auf diesem Gebiet viel Unsolidität im Baugewerbe vorhanden ist und gerade bei den öffentlichen Bauten, bei denen nun einmal Submissionszwang besteht, gezüchtet wird!

Mir liegt gerade das Resultat der Preisabgabe für einen öffentlichen Bau vor. Der Billigste hat ein Angebot von 40 000 M, der Teuerste ein solches von 100 000 M abgegeben. Wenn wir hier den Selbstkosten nachspüren wollen, muß natürlich jede mathematische Formel versagen. Der Fehler in unserem Gewerbe liegt eben darin, daß bei vielen, besonders den kleineren, aber auch bei manchen größeren Firmen durch das Submissionswesen eine Art Spekulationsfieber erzeugt wird — besonders natürlich in schlechten Zeiten —, wo alles Kalkulieren aufhört und die Preise gemacht werden auf Art des artilleristischen Einschießens: Die erste Submission zu hoch, die zweite beinahe niedrig genug, die dritte (hurra) Treffer. Da kann keiner drunter!

Es ist nur gut, daß bei diesem Taumel wir alten, geübten Kalkulatoren noch nicht die Nerven verloren haben. Leicht ist es nicht; aber es muß gehen. Und wir haben nur die eine Hoffnung, daß es besser wird, wenn sich recht viele von den spekulativen Firmen die Finger recht kräftig verbrannt haben, d. h. ihr Geschäft schließen müssen!

Ich glaube, wir sind uns alle einig, daß das Submissionswesen ein Krebsschaden ist, wie er schlimmer nicht gedacht werden kann; denn schlechte Preise wird jeder irgendwie zu verbessern trachten müssen, und daß dabei die Gefahr geschäftlicher Korruption sich einschleichen muß, ersehen wir oft genug aus den Tageszeitungen.

Wie aber abhelfen? Da möchte ich mir nun einen Vorschlag gestatten, der, weil neu, zunächst vielleicht eigenartig und undurchführbar erscheint, der aber durchführbar ist, wenn die öffentlichen Körperschaften den Mut dazu aufbringen, der Sache ernstlich näher zu treten.

Es gibt zweifellos genügend tüchtige, erfahrene, nicht zu junge Kalkulatoren in der Bauindustrie, die dem Regierungspräsidenten jedes Bezirks als ständige Berater zur Seite gestellt werden können. Man nehme an, daß irgendeine größere öffentliche Arbeit ausgeschrieben sei, so werden zu dieser Submission außer den Firmen drei der öffentlichen Kalkulatoren von einer höheren Instanz als der ausschreibenden mit zur Preisabgabe aufgefordert. Bei dem Eröffnungstermin haben die fraglichen Kalkulatoren ebenfalls ihre Preise in verschlossenem Umschlag abgegeben. Da die Namen der fraglichen Herren strenges Dienstgeheimnis der höheren Dienststelle sind, weiß niemand, wie hoch die Kontrollpreise sein werden. Es braucht nicht erwähnt zu werden, daß die Preisprüfer zur strengsten Objektivität eidlich verpflichtet sein müssen. Bei der Vergebung der Arbeiten nun sei dem vergebenden Beamten zur Pflicht gemacht, nur solchen Firmen den Auftrag zu erteilen, die bei sonstiger Geeignetheit mit ihren Preisen innerhalb der Preise der Kalkulatoren geblieben waren. Es würde zu weit führen, weitere Einzelheiten hier anzugeben. Daß eine Gesundung der bauwirtschaftlichen Verhältnisse hierdurch zunächst bei den behördlichen Arbeiten eintreten würde, versteht sich von selbst.

Nun wird man einwenden können, daß man zu einer solchen Einstellung auf die gesunde Mitte keiner besonderen Vertrauensleute bedürfe. Auch die Beamten an sich könnten diese Regelung vornehmen. Dem muß aber widersprochen werden. Es ist zweifellos, daß der großen Mehrzahl der Baubeamten trotz aller gründlichen technischen Kenntnisse die jahrelange praktische Kalkulations- und Betriebserfahrung mangeln muß, die zu scharfer Preisbemessung unerläßlich ist. Dann aber ist es selbst für den eine Arbeit vergebenden Beamten von Bedeutung, daß er jeder Mißdeutung entzogen ist. Er selbst kennt vor der Submission die Resultate nicht, da eine höhere Stelle die Namen der Vertrauensleute gewählt hat. Die Vergebung der Arbeiten kann also völlig objektiv erfolgen.

Nun wird man vielleicht einwenden, daß alsdann die Behörden zu teuer bauen würden. Es ist möglich, daß zunächst eine scheinbare Verteuerung eintreten würde, aber andererseits würden die Arbeiten fraglos an Solidität gewinnen und korruptive Verhältnisse, wie man sie heutzutage oft aus den Zeitungen erfährt, würden verschwinden. Daß aber der Staat und die Öffentlichkeit an einer Gesundung der Moral allgemein gesprochen interessiert sind, dürfte wohl nicht bestritten werden können. Andererseits werden aber auch Verluste sich durch bessere Steuererträge der Bauindustrie ausgleichen. Im übrigen handelt es sich hier um einen Gesundungsvorschlag, der zur Diskussion gestellt werden soll. Man habe den Mut zum Experiment. Die Öffentlichkeit kann kein Interesse haben, so billig zu bauen, daß normalerweise viele Firmen dabei zugrunde gehen müssen. Eine richtige Volkswirtschaft muß dafür Sorge tragen können, daß jeder redlich arbeitende Mensch auch leben kann. Sicherheit und Ordnung in wirtschaftlichen Dingen verbürgen letzten Endes allein den Bestand des Staates, was den Gründern des preußischen Staates und des deutschen Reiches nicht entgangen war, als sie zur Devise wählten: Jedem das Seine.

Obering. Grahl, Düsseldorf.

Arbeitsmarktlage. Die Bautätigkeit hat den Höhepunkt überschritten. Facharbeitermangel ist kaum noch bemerkbar; auch in Hannover und Württemberg konnte die Nachfrage nach Maurern und Zementfacharbeitern fast vollauf befriedigt werden. Umgekehrt ist in einzelnen Bezirken die Arbeitslosigkeit wieder im Steigen begriffen, so im Rheinland, in Schleswig-Holstein und Südbayern; vor allem steigt das Angebot an Bauhilfs- und Tiefbauarbeitern. Eine klare Übersicht über die Gesamtlage ist infolge der großen Ausdehnung der augenblicklichen Arbeitskämpfe sehr erschwert. Aussperrung besteht in: Mecklenburg, Freistaat Sachsen, Provinz Sachsen, Anhalt und Baden; gestreikt wird in Berlin und Kassel; Lohnverhandlungen sind im Gange oder stehen bevor in Ostpreußen, Hannover und Braunschweig. Im ganzen sind etwa 95 000 Bauarbeiter von den Aussperrungen betroffen.

Lebenshaltungskostenindex.

	Mai	Juni	Juli
Alt	125,6	128,2	133,7
Neu	135,5	138,3	143,3

Erwerbslosigkeit.

In vH der Mitglieder der Fachverbände.

	Vollarbeitslose			Einschl. Kurzarbeiter		
	30. April	31. Mai	30. Juni	30. April	31. Mai	30. Juni
Gesamt:	4,7	3,7	3,4	8,9	8,2	7,9
Baugewerbe	5,5	3,2	3,0	5,5[1])	3,2[1])	3,0[1])

Löhne.

a) Durchschnittlicher Stundenlohn im Monat[2]).

		Durchschnitt der wichtigsten Industrien[3])	Im Baugewerbe
Gelernt	Mai	84,9 Rpf	103,5 Rpf
	Juni	86,3 ,,	108,4 ,,
Ungelernt	Mai	60,4 ,,	86,7 ,,
	Juni	61,6 ,,	90,4 ,,

b) Der durchschnittliche monatliche Stundenlohn der Ungelernten betrug in vH des Lohnes der Gelernten (vgl. a)

im Durchschnitt wichtiger Industrien[3])	im Baugewerbe
Mai 71,1 vH	Mai 83,8 vH
Juni 71,4 ,,	Juni 83,4 ,,

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen 6. August 1925.)

Gesetz über Ausbau der Angestellten- und Invalidenversicherung und über Gesundheitsfürsorge in der Reichsversicherung. Vom 28. Juli 1925. (RGBL. I, S. 157.)

A. Änderungen des Angestelltenversicherungsgesetzes mit Wirkung vom 1. Juli 1925. Die Ruhegehälter der Versicherten werden erhöht, dadurch macht sich auch eine Erhöhung der Monatsbeiträge um $^1/_3$ ab 1. September 1925 nötig. Für die Pflichtversicherten ist eine Gehaltsklasse F neu eingerichtet. Für freiwillige höhere Beiträge sind zwei neue Beitragsklassen mit höheren Beitragssätzen vorgesehen. Jeder Pflichtversicherte und jeder Freiwilligversicherte kann diese beiden Klassen nach Belieben wählen, wenn er sich eine höhere Rente sichern will. Nach den neuen Vorschriften sind Beiträge für die Zeit vor dem 1. September 1925 vom 10. September an zu entrichten. Für Versicherte, deren monatliches Entgelt 50 M. nicht übersteigt, sowie für Lehrlinge entrichtet der Arbeitgeber die vollen Beiträge (ab 1. 7. 1925). Außerdem Bestimmungen über freiwillige Versicherung, Ersatzkassen, Befreiung von der Versicherung und Abkürzung der Wartezeit.

B. Änderungen der Invalidenversicherung mit Wirkung vom 1. August 1925. Einer Erhöhung der Renten steht die Steigerung der Beiträge um $^1/_4$ bis $^1/_5$ ab 28. September gegenüber. Die Zahl der Wochenlohnklassen ist auf 6 erhöht. Für Versicherte, deren wöchentliches Entgelt 6 M. nicht übersteigt, sowie für Lehrlinge muß der Arbeitgeber die vollen Beiträge entrichten (ab 1. 8. 25). Beiträge für die Zeit vor dem 28. September sind vom 15. Oktober an nach den neuen Vorschriften zu entrichten.

C. Gesundheitsfürsorge. Die Reichsversicherungsanstalt wird für die Angestelltenversicherung zu Ausgaben ermächtigt für allgemeine Maßnahmen zur Verhütung vorzeitiger Berufsunfähigkeit und zur Hebung der gesundheitlichen Verhältnisse der versicherten Bevölkerung. Ebenso kann die Reichsregierung Richtlinien erlassen betr. ebensolcher allgemeinen Maßnahmen der Versicherungsträger für die Reichsversicherung, betr. das Heilverfahren in der Reichsversicherung und betr. das Zusammenwirken der Reichsversicherung mit der öffentlichen und freien Wohlfahrtspflege auf dem Gebiete des Heilverfahrens und der sozialen Hygiene.

Die Mehrbelastung allein der Arbeitgeber durch die neuen Bestimmungen wird etwa 17 bis 20 Millionen M. betragen.

2. Gesetz über Änderungen in der Unfallversicherung. Vom 14. Juli 1925 (RGBl. I, S. 97). Das Gesetz ist am 17. Juli in Kraft getreten mit Ausnahme einzelner Bestimmungen. Auf den Entwurf war schon in Heft 7 des „Bauingenieur" S. 273 hingewiesen. Der Versicherung unterliegen nach den neuen Bestimmungen Bezieher von Jahresverdiensten bis 8400 M. Betriebsbeamte, die mehr als 8400 M. verdienen, sind also gänzlich von der Versicherung befreit. Die Satzungen der Berufsgenossenschaften können jedoch diese Gehaltsgrenze noch höher ziehen. Die Bestimmung tritt bereits am 1. Juli in Kraft.

Auch der mit der Beschäftigung im versicherungspflichtigen Betriebe zusammenhängende Weg von und nach der Arbeitsstätte unterliegt jetzt der Versicherung, ebenso die Verwahrung, Beförderung, Instandhaltung und Erneuerung des notwendigen Arbeitsgeräts, selbst wenn es vom Versicherten gestellt wird. — Zu den bisherigen Leistungen tritt die Berufsfürsorge, welche in der beruflichen Ausbildung zur Wiedergewinnung oder Erhöhung der Erwerbsfähigkeit, nötigenfalls in Ausbildung für einen neuen Beruf, sowie in der Hilfe zur Erlangung einer neuen Arbeitsstelle besteht. Zur Krankenbehandlung gehört jetzt auch die Bestellung von Pflegepersonal und die Zahlung eines Pflegegeldes. Bei der Rentenberechnung fällt die bisherige Anrechnung des 1800 M. übersteigenden Teiles des Jahresarbeitsverdienstes mit nur $^1/_3$ fort und der volle Jahresarbeitsverdienst wird in allen Fällen zugrunde gelegt. Bei über 50 vH Erwerbsunfähigen wird für jedes unter 15 Jahre alte Kind eine Zulage von 10 vH der Rente gewährt.

Die Berufsgenossenschaften sind verpflichtet, zu sorgen, daß Unfälle verhütet werden und den Verletzten bei Unfällen eine wirksame erste Hilfe zuteil wird, soweit es nach dem Stande der Technik und der Heilkunde und nach der Leistungsfähigkeit der Wirtschaft möglich ist. Den Mitgliedern können in den Unfallverhütungsvorschriften Verpflichtungen für die erste Hilfe bei Unfällen und den Verletzten Verpflichtungen für ihr Verhalten bei Unfällen auferlegt werden. Das Aufsichtsrecht des Reichsversicherungsamtes betreffend die Unfallverhütung und die erste Hilfe bei Unfällen erstreckt sich nun auch auf Umfang und Zweckmäßigkeit der Maßnahmen der Genossenschaft.

Nach den neuen Vorschriften kann der Reichsarbeitsminister mit Zustimmung des Reichsrates bestimmen, daß mehrere Berufsgenossenschaften ihre Entschädigungslast gemeinsam tragen oder gemeinsam eine vorübergehend nicht leistungsfähige Berufsgenossenschaft unterstützen. — Für rückständige Beiträge und Beitragsvorschüsse sind jetzt den Genossenschaften Zinsen nach einem vom Reichsversicherungsamt zu bestimmenden Zinssatz zu zahlen. Der binnen 6 Wochen nach Ablauf des Geschäftsjahres von den Mitgliedern einzureichende Lohnnachweis muß künftig auch die Zahl der Arbeitstage der Versicherten enthalten. — Der Reichsarbeitsminister ist ermächtigt, den neuen Wortlaut des Gesetzes bekanntzumachen.

Man hat geschätzt, daß nach dem neuen Gesetz im nächsten Jahr mit einem Steigen der Umlagen auf das Doppelte zu rechnen ist.

Preußisches Gesetz über den Verkehr mit Grundstücken. Vom 20. Juli 1925 (Pr. Ges. Samml. S. 93). Das Gesetz vom 10. Februar 1923 tritt am 4. August außer Kraft. Die Einholung der Genehmigung des Gemeindevorstandes oder Landrates bei Veräußerung eines Grundstückes oder Grundstückteiles oder bei Bestellung eines Nießbrauches an solchen ist nur noch nötig für Grundstücksgeschäfte, die vor dem 16. Februar 1923 abgeschlossen, aber bis zu diesem Tage noch nicht ins Grundbuch eingetragen waren, und für solche, die vor dem 4. August 1925 abgeschlossen sind.

Verordnung zur Aufhebung der Bekanntmachung über die Geltendmachung von Hypotheken, Grundschulden und Rentenschulden. Vom 18. Juli 1925 (RGBl. I, S. 154). Die Bekanntmachung von 1916 tritt außer Kraft. Danach konnte bisher das Prozeßgericht in bürgerlichen Rechtsstreitigkeiten für Ansprüche aus einer Hypothek, Grundschuld oder Rentenschuld dem Schuldner Zahlungsfrist bis zu einem Jahre gewähren. Rechtsfolgen wegen Nichtzahlung oder nicht rechtzeitiger Zahlung konnten für nicht eingetreten erklärt werden, die Zwangsversteigerung auf 6 Monate hinausgeschoben werden.

Verordnung über die Einrichtung und das Verfahren der Aufwertungsstellen. Vom 21. Juli 1925 (RGBl. I, S. 154). Aufwertungsstellen im Sinne des Aufwertungsgesetzes sind im allgemeinen die Amtsgerichte. Zuständig ist für Aufwertung von Hypotheken, Grundschulden, Rentenschulden oder Reallasten das Amtsgericht, in dessen Bezirk das Grundbuch geführt wird. In allen anderen Fällen ist das Amtsgericht zuständig, bei welchem der Schuldner seinen allgemeinen Gerichtsstand hat. Die Gebühr für das Aufwertungsverfahren richtet sich nach dem Werte des Streitgegenstandes, nähere Bestimmungen über ihre Bemessung treffen die obersten Landesbehörden. Mehrere bei derselben Aufwertungsstelle gegen den gleichen Schuldner anhängige Aufwertungsverfahren können zur gleichzeitigen Verhandlung und Entscheidung von der Aufwertungsstelle verbunden werden. Bereits auf Grund der 3. Steuernotverordnung anhängige Verfahren gelten als Verfahren auf Grund des Aufwertungsgesetzes. Die Kosten der Eintragung der Aufwertung in das Grundbuch trägt der Eigentümer; soweit eine Aufwertung bereits abweichend von den Vorschriften des Aufwertungsgesetzes eingetragen ist, ist die Eintragung auf Antrag kostenlos zu berichtigen. Die Verordnung tritt am 15. Juli in Kraft.

Preuß. Gesetz über die Feststellung der Vorauszahlungen auf die Gewerbekapitalsteuer für das Rechnungsjahr 1925 und über Aenderung einiger Bestimmungen der Gewerbesteuerverordnung. Vom 27. Juli 1925. (Pr. Ges.-Samml., S. 97.) Zur Feststellung der Vorauszahlungen auf die Gewerbekapitalsteuer für 1925 wird das Gewerbekapital nach dem Stande vom 31. 12. 1924, bzw. vom Schlusse des im Kalenderjahre 1924 endenden Geschäftsjahres veranlagt. Ausgegangen wird von der Gewerbekapitalsteuerveranlagung oder, wenn diese nicht vorhanden, von der Vermögenssteuerveranlagung auf den 31. 12. 1923. Die Bewertung erfolgt nach den Bestimmungen für die Vermögenssteuer 1924. Die Verteilung der Steuerbeträge unter mehrere Betriebsgemeinden erfolgt nach den Gehältern und Löhnen der Monate Januar bis Juni

[1]) Im Baugewerbe waren keine Kurzarbeiter, daher gleiche Zahlen.
[2]) Für Vollarbeiter der höchsten tariflichen Altersstufe in den Hauptorten.
[3]) Einschließlich Baugewerbe.

1925. — Die Bestimmung der Gewerbesteuerverordnung von 1923 über Vereinbarungen der Steuerpflichtigen mit den Gemeinden betr. Höhe der Steuer wird dahin erweitert, daß solche Vereinbarungen auch auf mehrere Rechnungsjahre geschlossen werden können. Sie bedürfen der Genehmigung (rückwirkend vom 24. 11. 23 in Kraft, die übrigen Bestimmungen des Gesetzes sind am 28. Juli in Kraft getreten).

Durchführungsbestimmungen zum Steuerüberleitungsgesetz. Vom 30. Juli 1925 (R.Min.Bl., S. 495). Die neuen Durchführungsbestimmungen (mit Beispielen) sind besonders wichtig für die Ablösung der bisherigen Steuerschuld im Sinne des Überleitungsgesetzes (vgl. Bauing. S. 474). Zur Regelung der weiteren Vorauszahlungen für 1925 war bereits die Verordnung vom 16. Juli ergangen (vgl. Bauing. S. 589). Diese Verordnung wird jetzt durch die im wesentlichen gleichen Vorschriften des dritten Abschnittes der Durchführungsbestimmungen ersetzt. Ausführliche Vorschriften werden zur Feststellung des wesentlichen Verlustes gegeben, der nach § 9 St.Ü.G. Voraussetzung für Herabsetzung des Ablösungsbetrages ist (§§ 25—35). Die Frist für Stellung eines Antrages auf Herabsetzung wird bis zum 31. August verlängert.

Verordnung über die Einfuhr von Waren. Vom 29. Juli 1925 (R.-Anz., Nr. 178). Ab 14. August ist eine Einfuhrbewilligung nach der Verordnung über Regelung der Einfuhr von 1922 bei gewissen Waren nicht mehr nötig (außer bei solchen Waren polnischen Ursprungs), u. a. für: Mauersteine, Hohl-, Lochsteine, Lochplatten, Klinker, Pflasterplatten aus Ton oder gemeinem Steinzeug, Dachziegel aus Ton, Dachpfannen, Bauzierate aus Ton oder toniger Masse, Öfen und Ofenteile.

Preuß. Verordnung über die gesetzliche Miete für den Monat August 1925. Vom 27. Juni 1925 (Pr. Ges.-Samml., S. 98). Die Miete für August wird auf 82 vH der reinen Friedensmiete festgesetzt.

Bereitstellung von Staatsmitteln in Preußen. Auf Grund verschiedener Gesetze (vgl. Pr. Ges.-Samml., S. 95) werden bereitgestellt: Für Verbesserung von Arbeiterwohnungen auf Domänen 1 Million M., für Urbarmachung staatlicher Moore in Hannover und Schleswig-Holstein 1 500 000 M., für Bodenverbesserungen auf Domänen 1 Million M.

VIII. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands am 12. September 1925 in Freiburg in Baden.

Vorläufige Tagesordnung.

1. Bericht des Vorstandes. — Berichterstatter: Magistratsbaurat Dr.-Ing. Sachs, Dortmund.
2. Bericht des Ausschusses für die Musterbauordnung. — Berichterstatter: Stadtbaurat Dr.-Ing. Küster, Breslau.
3. Bauunfälle und Strafrecht. — Berichterstatter: Magistratsbaurat Dr.-Ing. Sachs, Dortmund.
4. Die Preußische Musterbauordnung und die Görlitzer Bauordnung. — Berichterstatter: Stadtbaurat Dr.-Ing. Küster, Breslau.
5. Baupolizei und Stadtbaukunst. — Berichterstatter: Stadtbaudirektor Platz, Mannheim.
6. Baupolizeiliche Bestimmungen für Kraftwagenhallen und zugehörige Werkstellen. — Berichterstatter: Magistratsbaurat Schwartz, Königsberg.

Baldige Anmeldungen erwünscht an den Geschäftsführer, Oberbaurat Thode, Hamburg, Admiralitätstr. 56 I.

Es wird darauf aufmerksam gemacht, daß anschließend die Tagung der Vereinigung der technischen Oberbeamten Deutscher Städte vom 13. bis 15. September in Freiburg stattfindet.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die genauere Berechnung gelenkloser Gewölbe und der Einfluß des Verlaufs der Achse und der Gewölbestärken von Prof. Dr. Friedrich Hartmann, Wien, Verlag von Franz Deutike 1925.

Die Berechnung des gelenklosen Gewölbes besitzt trotz der steigenden Anwendung von Gelenken außerordentliche Bedeutung, um so mehr als die Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften der Baustoffe zu strenger Erfassung des Spannungszustandes eines Tragwerkes drängt. Diesem Bestreben trägt die vorliegende Arbeit Rechnung, indem der Verfasser in dem allgemein bekannten Ansatz zur Berechnung des starr eingespannten Stabbogens die Dehnung ε_0 infolge der Längskräfte in der Form einführt, die sich aus der Spannungsermittlung des gekrümmten Stabes ergibt. Der Einfluß ist, wie in der Literatur bekannte Untersuchungen lehren, bei einem Bogen unbedeutend, in dem der Krümmungsradius gegenüber der Wölbstärke groß ist. Nach meiner Auffassung wird der Einfluß überschätzt, der den in die Rechnung eingehenden Zusatzgliedern im Gegensatz zu der großen Zahl von Annäherungen zugeschrieben wird, die selbst eine exakte Durchrechnung nötig macht. Von größerer Bedeutung sind die Betrachtungen, die der Verfasser der Formgebung des Gewölbes widmet. Sie decken sich mit eigenen Erfahrungen des Unterzeichneten. Sie laufen eingebürgerten Anschauungen entgegen, die aus der Stützlinientheorie des Gewölbes ohne Grund auf dessen Berechnung nach der Elastizitätstheorie übertragen worden sind. Diese Betrachtungen verdienen die Beachtung der Fachgenossen. Die Arbeit des wohlbekannten Wiener Verfassers wird daher zum Studium bestens empfohlen. Beyer.

Statik und Festigkeitslehre, vollständiger Lehrgang zum Selbststudium für Ingenieure, Techniker und Studierende von Max Fischer, vierter Band, Berechnung der statisch unbestimmten Konstruktionen. H. Meusser, Berlin 1925. 6,— Goldmark.

Der Verfasser behandelt an der Hand einer Reihe dem Bauwesen entnommener Tragwerke Wesen und Berechnung des statisch unbestimmten Stab- und Fachwerks. Er versucht dies Ziel mit Hilfe primitiver Betrachtungen durch außerordentlich breite Darstellung zu erreichen. Es soll anerkannt werden, daß der Verfasser bei seinen Darlegungen versucht, ein Schema zu vermeiden und für den inneren Zusammenhang der Rechnung Verständnis zu erwecken. Trotzdem dürfte bei strafferer Behandlung und präziserer Fassung des vorzutragenden Stoffes selbst bei dem Leserkreis, an den das Buch sich wendet, mehr erreicht werden und dieses selbst weniger ermüden. Dann wäre sicherlich Gelegenheit gegeben, den Einfluß der Symmetrie des Tragwerks auf die Berechnung und die Bedeutung der Belastungsumordnung für die Vereinfachung des Ansatzes hervorzuheben. Jeder, der statisch unbestimmte Systeme berechnet hat, weiß, daß mit der Aufstellung der für die Formänderung des Hauptsystems gültigen Bedingungen zunächst nicht allzuviel getan ist. Ohne auf Einzelheiten einzugehen, wird gerne zugegeben, daß der Anfänger manche wertvolle Erkenntnis aus dem Studium des Buches schöpfen wird; ebenso darf jedoch verlangt werden, daß der Studierende einer Hochschule eine andere Basis wählt, um den Aufgaben gerecht zu werden, die die vielgestaltigen statischen Aufgaben des Bauwesens der Gegenwart stellen. Beyer.

Die Anwendung der Gleichung der drei Momente (Clapeyronschen Gleichung) im Schiffbau von P. A. H. Lorenz. Sonderdruck aus Werft, Reederei und Hafen 1924, 1925. Mit 78 Textabbildungen. (38 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin 1925. 4,50 Goldmark.

In der Abhandlung wird die Ermittlung der Stützenmomente des durchgehenden Trägers für die Berechnung von Konstruktionsteilen des Schiffbaues entdeckt und hierbei auf Unstimmigkeiten in der bisherigen Behandlung hingewiesen, die jeden Bauingenieur überraschen. Die theoretischen Grundlagen sind hierfür in dem jedem Maschineningenieur bekannten Taschenbuch „Die Hütte" ausführlich angegeben und können für die Berechnung von Unterzügen unmittelbar verwendet werden. Kein Gebiet der Statik und Festigkeitslehre ist wohl im einzelnen eingehender gut und schlecht in allen Schattierungen bearbeitet worden, als die Rechenvorschrift des durchgehenden Trägers, so daß die vorliegenden theoretischen Erörterungen unnötig sind und durch einige aufklärende Hinweise und Bemerkungen besser abgetan gewesen wären. Dies würde um so eher berechtigt gewesen sein, als sie zumeist umständlich, zum Teil sogar ungenügend sind und der gegenwärtigen Auffassung über den Festigkeitsnachweis elastisch gestützter Träger nicht entsprechen. Die Ergebnisse der Untersuchung finden an einigen Beispielen Anwendung, die neben Unterzügen auch Schiffsruder und Radschiffswellen behandeln und hier dem Schiffbauingenieur sicherlich manche Anregung bieten werden. Beyer.

Deutsche Bergwerks-Zeitung. Jubiläums-Nr. 8. Verlag Deutsche Bergwerks-Zeitung G. m. b. H., Essen.

Wie bereits auf S. 439 dieser Zeitschrift besprochen, veranstaltet die obengenannte Zeitschrift anläßlich ihres 25jährigen Bestehens eine Jubiläumsausgabe in 12 Heften. Das uns vorliegende Heft 8 (GM. 1,00) ist vornehmlich dem Verkehr gewidmet, u. a. werden behandelt: Die Bedeutung des Massengüterverkehrs für die Erforschung der Wirtschaftszusammenhänge. Die Reichsbahn und die Binnenumschlagtarife. Eisenbetonschwellen. Der Rhein als Verkehrsstraße. Der Kölner und der Ruhrorter Hafen. Die Wasserstraßen im Ruhrgebiet. Das Wasserstraßenproblem der oberschlesischen Industrie. Fortschritte in der Fördertechnik im Umschlagsverkehr. Die Wasserkräfte Nordbayerns. Geschichtliche Entwicklung und wirtschaftliche Bedeutung des Hamburger Hafens. Die Bedeutung des Ostseeverkehrs. Probleme des Luftverkehrs. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 21. August 1925 Heft 20

ZUR THEORIE STEIF BEWEHRTER GEWÖLBE.

DIE TEILWEISE ANHÄNGUNG DES WÖLBGEWICHTES.

Von Privat-Dozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag.

Übersicht. Im folgenden wird eine Theorie der teilweisen Anhängung des Wölbgewichtes an die steifen Eisenbögen bei flachen Melan-Gewölben entwickelt, die erst eine vollkommene Ausnutzung sowohl der zulässigen Eisenspannung als auch der zulässigen Betonspannung ermöglicht. Auf Grund der statischen Untersuchung des Tragwerkes, das aus dem Zusammenwirken von Eisenbogen und Lehrgerüst entsteht, konnte ein Betonierungsvorgang aufgestellt werden, der jede beliebige Vorspannung im Eisenbogen zu erreichen gestattet. Die Theorie beschränkt sich auf den Dreigelenkbogen, da weitgespannte Bogen immer als solche montiert werden müssen. Vorausgesetzt wird zunächst parabolische Bogenachse und parabolisch gegen den Kämpfer zunehmendes Wölbgewicht, wie es sich oft bei nach der Ausrüstung zu verspannenden Dreigelenkbogen ergibt. Stützliniengewölbe sowie ein der Baustoffverteilung des Dreigelenkbogens angepaßtes Belastungsgesetz, Nachgiebigkeit der Gerüststützen und Widerlagerverschiebungen sollen in einer späteren Arbeit untersucht werden.

Die großen Vorteile steif bewehrter Bogenkonstruktionen nach System Melan sind letzthin von Prof. Spangenberg in der Zeitschrift „Der Bauingenieur" eingehend gewürdigt worden; als einziger Nachteil stehen diesen die hohen Kosten genieteter Gitterträger gegenüber, die diese Bauweise in Deutschland im Gegensatz zu Amerika nicht recht heimisch werden ließen. Es ist jedoch kein Zweifel, daß diese wirtschaftlichen Nachteile, besonders für weit gespannte Bogen, durch die großen Ersparnisse an Kosten für die Einrüstung mehr als wett gemacht werden.

Abb. 1.

Bei voller Anhängung des gesamten Wölbgewichts an die steifen Eisenbogen ergibt sich im allgemeinen eine hohe Bewehrungsziffer für den Bogenquerschnitt, denn dieses stellt gewöhnlich die den Ausschlag gebende Belastung bei der ganzen Brücke vor. Naturgemäß werden dann die Betonspannungen, die nur durch Fahrbahngewicht und Verkehrslast erzeugt werden, sehr klein, und es zeigt sich bei derartigen Ausführungen bei voller Anhängung gerade der umgekehrte Fall wie bei den üblichen Eisenbetongewölben mit schlaffer Bewehrung, daß das Eisen bis zur höchst zulässigen Grenze ausgenutzt ist, der Beton jedoch nur geringe Spannungen bekommt.

Um den Eisenaufwand möglichst zu beschränken, empfiehlt es sich häufig, besonders bei flachen Bogen, das Aufstellgerüst für die Eisenbogen mit zum Tragen der Schalung heranzuziehen, so daß das Wölbgewicht zum einen Teile vom Eisenbogen, zum anderen Teile vom Aufstellgerüst bis zum Ausrüsten getragen wird; dieses muß dann wohl entsprechend stärker und unnachgiebiger als für bloße Montage bemessen sein. Um diese teilweise Anhängung und damit auch eine stufenweise Eintragung des Gewölbeschubes in die Widerlager zu bewerkstelligen, hat Prof. Spangenberg für den Entwurf einer 136 m weit gespannten Bogenbrücke über die Elbe in Dresden einen Arbeitsvorgang vorgeschlagen, der sich von dem bisher üblichen, allerdings nur für geringere Spannweiten angewendeten, unterscheidet und der sich kurz folgendermaßen darstellt: Das Wölbgewicht wird zunächst nicht als fertig gemischter Beton auf die Schalung gebracht, sondern vorerst nur als Kiesfüllung, um den Spannungszustand im vollendeten Gewölbe von allen Formänderungen der Einrüstung, Ausweichen der Widerlager und sonstigen Unklarheiten der Spannungseintragung unabhängig zu machen, während des Auswechselns von Kiesfüllung und Beton findet dann keine wesentliche Belastungsänderung mehr statt, folglich auch keine Änderung des bisherigen Spannungsbildes. Was das Aufbringen der Kiesfüllung anbelangt, so wird die ganze Wölbung in einzelne Streifen geteilt, von denen je zwei zum Bogenscheitel symmetrisch liegende eine ungefähre Tagesleistung vorstellen. Das Gewicht der in Abb. 1 mit A bezeichneten Streifen wird nun auf die angehängte Schalung aufgebracht und erzeugt einen einfach zu ermittelnden Spannungszustand im Eisenbogen. An die dadurch verformten Eisenbogen hebt man nun die vorübergehend abgesenkten Rüstungspfeiler, die gleichzeitig zur Aufstellung der Eisenbogen gedient hatten, soweit heran, daß man die zwischen den Streifen A liegende Schalung auf diese abstützen kann. Zwischen den zu den Streifen A und B gehörigen Schalungsteilen darf kein wie immer gearteter Zusammenhang bestehen, so daß die Möglichkeit einer gegenseitigen Verschiebung derselben bestehen bleibt. Nun bringt man die Kiesfüllung für die restlichen Streifen B auf die Schalung auf, deren Gewicht sich nun zur Gänze auf das Holzgerüst überträgt, den früheren Spannungszustand im Eisenbogen überhaupt nicht ändert. Wenn jedoch die steife Bewehrung die Aufgabe erfüllen soll, die genaue Herstellung der Wölbung in der vorgeschriebenen Form zu sichern, wird es für die tatsächliche Ausführung eines großen Gewölbes unbedingt notwendig sein, durch geeignete konstruktive Maßnahmen den Abstand zwischen steifen Eisenbogen und der Schalung überall unveränderlich festzuhalten, da man sonst mit der Möglichkeit rechnen müßte, daß die Streifen B durch die Nachgiebigkeit der Einrüstung eine andere Höhenlage einnehmen, als beabsichtigt war. Die Ungleichartigkeit in der Unterstützung der Schalung kann sich übrigens auch bei Bauunfällen, die eine plötzliche Ausrüstung eines Teiles des Gewölbes zur Folge haben, sehr unliebsam bemerkbar machen und verhindern, daß der Eisenbogen in einwandfreier Art die Aufgabe der nun entfernten oder doch locker gewordenen Stützen übernimmt.

Wenn nun, wie dies im folgenden geschehen soll, eine Anhängung der Schalung auch in den unterstützten Schalungsteilen vorausgesetzt wird, muß sich der Eisenbogen durch seine große Steifigkeit an der Aufnahme des Gewichtes der Streifen B beteiligen, sobald unvermeidbare Senkungen der Gerüststützen eintreten; der Bogenschub wird sich dann nach Maßgabe derselben vergrößern, und der Spannungszustand im Eisenbogen nähert sich dem bei voller Anhängung des Wölbgewichtes. In der gleichen Richtung wie eine Senkung der Gerüststützen wirkt in diesem Falle eine Temperaturerhöhung, da eine solche durch die eintretende Verlängerung der Bogenachse den Eisen-

bogen von den Stützen abzuheben versucht, während Temperaturerniedrigung eine Mehrbelastung des Lehrgerüstes erzeugt.

Die durch die unvermeidlichen Senkungen der Gerüststützen und durch Temperaturänderung nun doch wieder unbestimmte Aufteilung des Wölbgewichtes zwischen Eisenbogen und Lehrgerüst führten dazu, einmal unter bestimmten, vereinfachenden Voraussetzungen die gegenseitige Beeinflussung von steifen Eisenbogen und Aufstellgerüst, wenn beide in fester Verbindung miteinander sind, bei gegebener Belastung zu untersuchen. Nimmt man eine gemeinsame Wirkung der beiden von vornherein an, ist natürlich die Unterscheidung zwischen Streifen der Art A und B überflüssig geworden. Die einzelnen Streifen werden als Kiesfüllung in einer später noch zu besprechenden Reihenfolge auf das kombinierte Tragwerkssystem, den unterstützten Bogen, aufgebracht, erzeugen der Reihe nach bestimmte Spannungszustände im Eisenbogen und bestimmte Jochdrücke auf das Gerüst, die sich übereinanderlagern zum schließlichen Spannungszustande für Vollbelastung, da eine Änderung des Steifigkeitsgrades der einzelnen Elemente des Systems nicht eintritt.

Abb. 2.

Dieses Tragwerkssystem (Abb. 2) stellt eine Verbindung zwischen durchlaufendem Träger und Bogen vor, eine Anordnung, die natürlich hochgradig statisch unbestimmt ist, und es wird die hier zu lösende Aufgabe sein, auf Grund der üblichen Annahmen über das elastische Verhalten des Baustoffes zu berechnen, wie sich das volle Wölbgewicht auf Bogen und hölzerne Joche aufteilt, wie groß die im Eisenbogen auftretenden Spannungen sind und ob diese Verbindung zu einer statisch möglichen und wirtschaftlichen Anordnung führt. Der Eisenbogen kann wohl immer mit Rücksicht auf die notwendige Ausschaltung gewisser Zufälligkeiten der Herstellung, die die Spannungen sehr ungünstig beeinflussen können, als Dreigelenkbogen angenommen werden, und es kann höchstens eine nach erfolgter Ausrüstung auszuführende Verspannung der Gelenke in Frage kommen, um für Belastung mit Fahrbahngewicht und Verkehrslast die Wirkung als eingespannter Bogen zu erzielen. Das Aufstellgerüst wird zunächst als in lotrechter Richtung unnachgiebig vorausgesetzt, erst nachträglich soll die Wirkung einer bestimmten unelastischen Senkung der Gerüststützen und eines seitlichen Ausweichens der Widerlager untersucht werden.

Die Bogenachse wird als Parabel angenommen, um zu einer einfachen Form der Elastizitätsgleichungen zu gelangen, obwohl die Annahme derselben als Stützlinie einer bestimmten Belastung keine grundsätzlichen Schwierigkeiten bedeutet; übrigens ist die Frage nach der günstigsten Bogenform, die im Gewölbebau eine große Rolle spielt, hier mit Rücksicht auf den Arbeitsvorgang nicht so leicht zu beantworten, wie z. B. bei schlaff bewehrten Bogenkonstruktionen oder Melangewölben bei voller Anhängung. Die Abhängigkeit der endgültigen Spannungen von der Bogenform müßte erst durch vergleichende Rechnungen untersucht werden.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 3 ergibt sich:

$$y = f\left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right)$$

$$x_\nu = \nu\lambda; \quad x = \nu\lambda + \xi; \quad l = 2n\lambda$$

$$y_\nu = f\left(1 - \frac{\nu^2}{n^2}\right) \quad \ldots \ldots \quad (1$$

$$y = y_\nu - \frac{f}{\lambda n^2}\xi\left(2\nu + \frac{\xi}{\lambda}\right) \quad \ldots \ldots \quad (1a$$

Gleichung (1a) liefert für $\xi = 0$, $y = y_\nu$, und für $\xi = \lambda$ $y = y_{\nu+1} = y_\nu - \frac{f}{n^2}(2\nu + 1)$ in Übereinstimmung mit (1) für $(\nu + 1)$. Die Möglichkeit einer einfachen, verläßlichen Berechnung des erwähnten, hochgradig statisch unbestimmten Systems empfiehlt zunächst die Berechnung des durchlaufenden Trägers bogenartiger Form mit einem festen Lager bei A und einem beweglichen Lager bei B unter Sperrung des Scheitelgelenkes. Die Ermittlung des Gewölbeschubes erfolgt dann aus der Bedingung, daß das Moment des durchlaufenden Trägers an der Stelle C infolge der gegebenen äußeren Belastung und das an der gleichen Stelle infolge des Bogenschubes H entgegengesetzt gleich groß sein müssen. Als statisch bestimmtes Grundsystem wählt man vorteilhafterweise die gestützte Gelenkkette, wie sie aus dem durchlaufenden Träger hervorgeht, wenn man über jeder wagerecht verschieblichen Mittelstütze ein Gelenk einschaltet, wobei allerdings zu beachten ist, daß die einzelnen Glieder dieser gestützten Gelenkkette leicht gekrümmte Stäbe sind. Das Momentenbild am statisch bestimmten Grundsystem infolge Belastung mit H = 1 t soll mit $\mathfrak{M}'$ bezeichnet werden, und mit den in Abb. 4 eingetragenen Größen ergibt sich:

$$\mathfrak{M}' = -(y - \bar{y}) = -\eta \quad \ldots \ldots \quad (2$$

es ist:

$$\bar{y} = c_0 + c_1 x = c_0 + c_1(\nu\lambda + \xi)$$

$$c_0 = f\left[1 + \frac{\nu}{n^2}(1 + \nu)\right]$$

$$c_1 = -\frac{f}{\lambda n^2}(2\nu + 1)$$

$$\eta = \frac{f}{\lambda n^2}\xi\left(1 - \frac{\xi}{\lambda}\right) \quad \ldots \ldots \quad (3$$

für $\xi = 0$ und $\xi = \lambda$ wird $\eta = 0$; für $\xi = \frac{\lambda}{2}$ ergibt sich $\mathfrak{M}' = -\frac{f}{4n}$

Abb. 3.

Die Stützendrücke auf die wagerecht verschieblichen Mittelstützen am Grundsystem sind bei durchwegs gleicher Felderteilung alle gleich und berechnen sich mit:

$$\mathfrak{v}' = -\frac{d^2 y}{d x^2}\lambda = -\frac{2f}{\lambda n^2} \quad (4$$

An den Endstützen bei A und B ergibt sich:

$$\mathfrak{W}_a' = \mathfrak{W}_b' = \frac{f}{\lambda n^2}(2n - 1) \quad (5$$

Abb. 4.

Bei der Aufstellung des Ausdruckes für die Längskraft in den Gliedern der Gelenkkette kann, da diese gegenüber dem Biegungsmoment bei Berechnung von Verformungen eine untergeordnete Rolle spielen, die Krümmung der Stabachse besonders bei flachen Bogen vernachlässigt werden, so daß sich $\mathfrak{N}'$, wenn man mit $\varphi_{\nu+1}$ den Winkel der Sehne zwischen den Bogen-

punkten ν und $(\nu + 1)$ mit der Wagerechten bezeichnet, mit

$$\mathfrak{N}'_{\nu+1} = 1 \sec \varphi_{\nu+1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (6$$

ergibt. Es berechnet sich:

$$\sec \varphi_{\nu+1} = \sqrt{1 + c_1^2} = \frac{1}{\lambda n^2} \sqrt{\lambda^2 n^4 + f^2 (2\nu + 1)^2}$$

$$\sec \varphi_\nu = \frac{1}{\lambda n^2} \sqrt{\lambda^2 n^4 + f^2 (2\nu - 1)^2} \quad \ldots\ldots\ldots (7$$

Dem oben gewählten statisch bestimmten Grundsystem entsprechen die Stützenmomente ξ_ν des durchlaufenden Trägers als statisch unbestimmte Größen. Der Belastungsfall mit $\xi_\nu = 1$ liefert:

$$\left.\begin{aligned} m_{\nu+1,\nu} &= 1 - \frac{\xi}{\lambda} \\ m_{1\nu} &= \frac{\xi}{\lambda} \end{aligned}\right\} \ldots (8$$

Abb. 5.

Der erste Zeiger bedeutet jeweils die Zahl des Kettengliedes, auf das sich die Größe bezieht, der zweite gibt an, daß die Belastung des Tragwerkes mit $\xi_\nu = 1$ erfolgt. Die Längskraft n bekommt man mit derselben Annäherung wie oben mit:

$$\left.\begin{aligned} n_{\nu+1,\nu} &= + \frac{1}{\lambda} \sin \varphi_{\nu+1} \\ n_{\nu\nu} &= - \frac{1}{\lambda} \sin \varphi_\nu \end{aligned}\right\} (9$$

Die Stützendrücke sind $v_{\nu\nu} = -\frac{2}{\lambda}$, $v_{\nu-1,\nu} = +\frac{1}{\lambda}$, $v_{\nu+1,\nu} = +\frac{1}{\lambda}$. Bezeichnet man die Verdrehung des ν-ten Balkens links mit τ^a_ν, rechts mit τ^b_ν, dann bedeutet:

$\tau^a_{\nu\nu}$ die Verdrehung des ν-ten Balkens links infolge $\xi_\nu = 1$
$\tau^a_{\nu,\nu-1}$ „ „ „ „ „ „ „ $\xi_{\nu-1} = 1$
$\tau^a_{\nu h}$ „ „ „ „ „ „ „ Belastung mit $H = 1$;

eine ähnliche Bedeutung haben dann die Verdrehungen $\tau^b_{\nu+1,\nu}$, $\tau^b_{\nu+1,\nu+1}$, $\tau^b_{\nu+1,h}$. Die Elastizitätsgleichung, die die Stetigkeitsbedingung an der Stelle ν des Grundsystems ausdrückt, lautet nun:

$$\left.\begin{aligned} \tau^a_{\nu,\nu-1}\,\xi_{\nu-1} + (\tau^a_{\nu\nu} + \tau^b_{\nu+1,\nu})\,\xi_\nu + \tau^b_{\nu+1,\nu+1}\,\xi_{\nu+1} \\ + (\tau^a_{\nu h} + \tau^b_{\nu+1,h}) = 0 \end{aligned}\right\} \ldots (10$$

Bei der Aufstellung der Elastizitätsgleichung für einen durchlaufenden Träger auf ungleich hohen Stützen konnte mit Rücksicht auf den vorausgesetzten flachen Bogen vernachlässigt werden, daß neben der Verdrehung τ der Stabenden, hervorgerufen durch die Verbiegung der belasteten Kettenglieder, auch Verdrehungen der Stäbe selbst durch Gleiten der beweglich gelagerten Enden auf der Stützscheibe auftreten müssen, die sich wegen der verschiedenen Neigung der einzelnen Stäbe gegen die Wagerechte nicht gegenseitig aufheben können. Während der Einfluß dieser Stabdrehwinkel bei geraden Stäben von vornherein von der Größenordnung des Einflusses der Längskräfte ist, könnte dadurch bei den hier vorliegenden flach gekrümmten Gliedern des statisch bestimmten Grundsystems immerhin eine merkbare Änderung der ξ_ν bedingt sein; daß dem nicht so ist, soll erst später bei der Berücksichtigung des Einflusses einer Widerlagerverschiebung nachgewiesen werden.

Es berechnet sich:

$$E\,\tau^a_{\nu\nu} = \int_{\nu-1}^{\nu} \frac{m^2_{\nu\nu}}{J_\nu}\,ds + \int_{\nu-1}^{\nu} \frac{n^2_{\nu\nu}}{F_\nu}\,ds = \int_{\nu-1}^{\nu} \frac{m^2_{\nu\nu}}{J_\nu \cos\varphi_\nu}\,dx + \int_{\nu-1}^{\nu} \frac{n^2_{\nu\nu}}{F_\nu \cos\varphi_\nu}\,dx$$

Die Veränderlichkeit von $J_\nu \cos \varphi_\nu$ und $F_\nu \cos \varphi_\nu$ wird im allgemeinen keinem einfachen mathematischen Gesetze folgen; um die Rechnung nicht unnötig zu erschweren und da jedenfalls die Veränderlichkeit von $J_\nu \cos \varphi_\nu$ keinen allzu großen Einfluß auf die Größen ξ_ν haben wird, soll, wie es bei Bogenträgern häufig angenommen wird, $J_\nu \cos \varphi_\nu = \varkappa$ gleich konstant gesetzt werden, und man erhält damit:

$$\varkappa E\,\tau^a_{\nu\nu} = \frac{\lambda}{3} + \sin^2\varphi_\nu \frac{J_\nu}{\lambda F_\nu}$$

$$\varkappa E\,\tau^b_{\nu+1,\nu} = \frac{\lambda}{3} + \sin^2\varphi_{\nu+1} \frac{J_{\nu+1}}{\lambda F_{\nu+1}}$$

$$\varkappa E\,\tau^a_{\nu,\nu-1} = \frac{\lambda}{6} - \sin^2\varphi_\nu \frac{J_\nu}{\lambda F_\nu}$$

$$\varkappa E\,\tau^b_{\nu+1,\nu+1} = \frac{\lambda}{6} - \sin^2\varphi_{\nu+1} \frac{J_{\nu+1}}{\lambda F_{\nu+1}}$$

$$E\,\tau^a_{\nu h} = -\int_0^\lambda \frac{m_{\nu\nu}\,\eta}{J_\nu \cos\varphi_\nu}\,d\xi + \int_0^\lambda \frac{n_{\nu\nu}\,\mathfrak{N}'_\nu}{F_\nu \cos\varphi_\nu}\,d\xi$$

$$= -\frac{f}{\lambda^2 n^2} \int_0^\lambda \xi^2 \left(1 - \frac{\xi}{\lambda}\right) d\xi - \operatorname{tg}\varphi_\nu \frac{J_\nu}{F_\nu}$$

$$\varkappa E\,\tau^a_{\nu h} = -\frac{1}{12}\,\frac{f\lambda}{n^2} - \operatorname{tg}\varphi_\nu \frac{J_\nu}{F_\nu}$$

$$\varkappa E\,\tau^b_{\nu+1,h} = -\frac{1}{12}\,\frac{f\lambda}{n^2} + \operatorname{tg}\varphi_{\nu+1} \frac{J_{\nu+1}}{F_{\nu+1}}$$

Eine Veränderlichkeit von $J_\nu \cos \varphi_\nu$ kann übrigens bis zu weit gehender Annäherung berücksichtigt werden. Ich verweise diesbezüglich auf eine Berechnungsmethode, wie ich sie in meinem Buche „Die Berechnung des symmetrischen Stockwerkrahmens mit Hilfe von Differenzengleichungen", Berlin 1923, J. Springer, erstmalig angegeben habe. Mit obigen Ausdrücken für die Verdrehungen lautet die Elastizitätsgleichung:

$$\left.\begin{aligned} &\xi_{\nu-1}\left(1 - \sin^2\varphi_\nu \frac{6 J_\nu}{\lambda^2 F_\nu}\right) \\ &+ \xi_\nu \left(4 + \sin^2\varphi_\nu \frac{6 J_\nu}{\lambda^2 F_\nu} + \sin^2\varphi_{\nu+1} \frac{6 J_{\nu+1}}{\lambda^2 F_{\nu+1}}\right) \\ &+ \xi_{\nu+1}\left(1 - \sin^2\varphi_{\nu+1} \frac{6 J_{\nu+1}}{\lambda^2 F_{\nu+1}}\right) \\ &= + \frac{f}{n^2} + 6\left(\operatorname{tg}\varphi_\nu \frac{J_\nu}{\lambda F_\nu} - \operatorname{tg}\varphi_{\nu+1} \frac{J_{\nu+1}}{\lambda F_{\nu+1}}\right) \end{aligned}\right| \ldots\ldots (11$$

Während die Beiträge von den Längskräften auf der linken Seite der Gleichung gegenüber 1, 4, 1 verschwindend klein sind, da sie $\sin^2 \varphi$ enthalten und folglich ohne weiteres vernachlässigt werden können, ist dies auf der rechten Seite der Gleichung nicht zulässig; der von den Biegungsmomenten herrührende Betrag $\frac{f}{n^2}$ ist selbst sehr klein, und diesem gegenüber kann der Einfluß der Längskräfte einen beträchtlichen Ausschlag geben. Das Verhältnis von $\frac{J_\nu}{F_\nu} = \psi_\nu$ ist für tatsächliche Bogenausführungen nicht unveränderlich, für die Veränderlichkeit desselben kann etwa angesetzt werden,

$$\psi_\nu = \psi_0 + \psi_1 \nu^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (12$$

Ist ψ_0 das Verhältnis von $\frac{J}{F}$ im Bogenscheitel, ψ_n im Bogenkämpfer, dann wird $\psi_1 = \frac{\psi_n - \psi_0}{n^2}$

Wie man sieht, wird ψ_1 gewöhnlich auch sehr klein, und es ist für die weitere Rechnung weggelassen worden; ergibt es sich in einem besonderen Falle von maßgebender Größe, macht seine Berücksichtigung mit Hilfe des Ansatzes (12) keine Schwierigkeiten. Mit diesen Vereinfachungen nimmt die Elastizitätsgleichung (11) folgende Form an:

$$\xi_{\nu-1} + 4\xi_\nu + \xi_{\nu+1} = \frac{f}{n^2}\left(1 - \frac{12\psi_0}{\lambda^2}\right) \quad \ldots \ldots (13$$

sie stellt daher eine gewöhnliche Clapeyronsche Gleichung vor, außerdem noch mit unveränderlichem Belastungsgliede. Faßt man diese als Differenzengleichung auf, die dann die Form

$$\Delta^2 \xi_\nu + 6\xi_\nu = k \quad \ldots \ldots \ldots (13a$$

hat und sind die Randwerte der ξ_ν für $\nu = \pm n$ gleich Null, dann ist

$$\xi_\nu = \frac{f'}{6n^2}\left[1 - (-1)^{n-\nu}\frac{\mathfrak{Cof}\,\nu\varphi}{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}\right] \quad \ldots \ldots (14$$

wobei $$f' = f\left(1 - \frac{12\psi_0}{\lambda^2}\right)$$

und die Zahl φ durch die Gleichung $4 = 2\,\mathfrak{Cof}\,\varphi$ bestimmt ist.

Häufig wird jedoch in der Mitte des zu überbrückenden Hindernisses wegen etwa gleichzeitig aufrecht zu erhaltenden Schiffahrtsverkehrs oder zu großer Höhe der mittleren Joche eine größere Öffnung frei zu halten sein. Die Aufstellung der Eisenbogen kann ja im mittleren Teile durch freien Vorbau ohne Hilfsgerüst erfolgen. Dann gilt natürlich die Differenzengleichung (13a) nur zwischen den Grenzen $\nu = n$ und $\nu = r$, wenn die freizuhaltende Öffnung mit $l' = 2r\lambda$ angenommen wird. Die Randwerte der Lösung sind nun $\xi_n = 0$ und ξ_r, der vorläufig unbekannt ist. Eine Gleichung zwischen ξ_r und ξ_{r+1} bekommt man durch Aufstellung der Clapeyronschen Gleichung für die r-te Mittelstütze, eine zweite durch Anschreiben der Lösung der Differenzengleichung für $\nu = r + 1$; damit ist der Randwert ξ_r eindeutig bestimmt. Man erhält für η zwischen $(+r)$ und $(-r)$:

$$\eta = \frac{f}{\lambda^2 n^2}(r^2\lambda^2 - x^2)$$

für das Moment infolge $\xi_r = 1$, links angreifend:

$$m_{rr} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{x}{r\lambda}\right)$$

Weiter ist:

$$\varkappa E \tau^a_{rh} = -\int_{+r\lambda}^{-r\lambda} \eta\, m_{rr}\, dx$$

$$= -\frac{f}{2\lambda^2 n^2}\int_{r\lambda}^{-r\lambda}(r^2\lambda^2 - x^2)\left(1 + \frac{x}{r\lambda}\right)dx = -\frac{2}{3}\,\frac{r^3\lambda f}{n^2}$$

$$\varkappa E \tau^b_{r+1,h} = -\frac{1}{12}\,\frac{f\lambda}{n^2} + \psi_0\frac{f}{\lambda n^2}(2r+1)$$

und die Clapeyronsche Gleichung für die r-te Mittelstütze lautet:

$$\xi_{r+1} + 2(3r+1)\xi_r = \frac{f}{2n^2}\left[(1 + 8r^3) - \frac{12\psi_0}{\lambda^2}(2r+1)\right] \quad (13b$$

Mit den Randwerten $\xi_n = 0$ und ξ_r ergibt sich nun als Lösung der Differenzengleichung (13a):

$$\xi_\nu = \frac{f'}{6n^2} + (-1)^\nu C_1\,\mathfrak{Cof}\,\nu\varphi + (-1)^\nu C_2\,\mathfrak{Sin}\,\nu\varphi .$$

Die Gleichungen zur Bestimmung der Integrationskonstanten C_1 und C_2 lauten:

$$0 = \frac{f'}{6n^2} + (-1)^n C_1\,\mathfrak{Cof}\,n\varphi + (-1)^n C_2\,\mathfrak{Sin}\,n\varphi$$

$$\xi_r = \frac{f'}{6n^2} + (-1)^r C_1\,\mathfrak{Cof}\,r\varphi + (-1)^r C_2\,\mathfrak{Sin}\,r\varphi$$

Daraus ist:

$$C_1 = (-1)^r \xi_r \frac{\mathfrak{Sin}\,n\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi} - (-1)^r\frac{f'}{6n^2}\left[1 - (-1)^{n-r}\frac{\mathfrak{Sin}\,r\varphi}{\mathfrak{Sin}\,n\varphi}\right]\frac{\mathfrak{Sin}\,n\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}$$

$$C_2 = -(-1)^r \xi_r \frac{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi} + (-1)^r\frac{f'}{6n^2}\left[1 - (-1)^{n-r}\frac{\mathfrak{Cof}\,r\varphi}{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}\right]\frac{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}$$

und schließlich ergibt sich damit die allgemeine Lösung mit:

$$\xi_\nu = \frac{f'}{6n^2}\left[1 - (-1)^{\nu-r}\frac{\mathfrak{Sin}\,(n-\nu)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi} - (-1)^{\nu+n}\frac{\mathfrak{Sin}\,(\nu-r)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\right] + (-1)^{\nu+r}\xi_r\frac{\mathfrak{Sin}\,(n-\nu)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi} \quad \ldots . (14a$$

(Fortsetzung folgt.)

DIE NEUE KLAPPBRÜCKE ÜBER DEN DANVIKSKANAL BEI STOCKHOLM.

Von Dipl.-Ing. Kusenberg, Stockholm.

Seit einer längeren Reihe von Jahren ist die Hafenverwaltung der schwedischen Hauptstadt mit umfangreichen Bauplänen beschäftigt, die das Ziel verfolgen, bei Stockholm der Schiffahrt einen neuen Weg für den Verkehr zwischen dem Mälarsee und dem Ostseegebiet zu bauen.

Bis heute geht dieser Verkehr durch eine enge, im belebtesten Gebiete der Stadt gelegene Schleuse, die für den Straßenverkehr ein äußerst störendes Hindernis darstellt.

Täglich durchfahren bis 150 Schiffe die Schleuse, und für einen sehr großen Teil dieser Fahrzeuge müssen zwei Klappbrücken geöffnet werden.

Da diese Klappbrücken die einzigen Verbindungsstraßen zwischen dem nördlichen und südlichen Stadtteil überführen, so ist leicht auszudenken, was eine so häufige Unterbrechung bzw. Umleitung des Straßenverkehrs in der Großstadt zu bedeuten hat.

Auch den Bedürfnissen der Schiffahrt genügt die alte Schleuse längst nicht mehr, da es größeren Fahrzeugen überhaupt unmöglich ist, bei Stockholm aus dem Mälarsee in das Salzseegebiet oder umgekehrt zu gelangen.

Um eine Abwanderung der Großschiffahrt von Stockholm zu verhüten, hat man sich entschlossen, einen neuen Schiffahrtsweg zu bauen, der sowohl eine zeitgemäße Verbindung des Binnenseegebietes mit dem Meere darstellt als auch dem Straßenverkehr in der Stadt die notwendige Freiheit bringt.

Ein Teil der Baupläne ist inzwischen zur Ausführung gelangt.

Der Zugang vom Salzseegebiet zur neuen Schiffahrtsstraße nach dem Mälarsee liegt im Osten des südlichen Stadtteils bei Danviken. Ein 35 m breiter Kanal eröffnet hier den neuen

Abb. 1. Klappbrücke geschlossen.

Hammarbyhafen, von dem aus die neue Fahrrinne zu einer Schleuse bei Skans-tull und weiter über Arsta-Viken zum Gebiet des Mälarsees gehen soll.

Über den letztgenannten Teil des Schiffahrtsweges sollte die Eisenbahnhochbrücke führen, die im Jahre 1918 Gegenstand eines internationalen Wettbewerbes war.

Der vorgenannte Kanal kreuzt einen Straßenzug und ein Gleis der sogenannten Salzseebahn.

Zur Überführung dieser Verkehrswege dient eine große Klappbrücke, die zum größten Teil ein Erzeugnis der deutschen Industrie ist.

Die Brücke ist nach amerikanischem Vorbild (Bauart Strauß) erbaut. Ein mit dem Unterbau verankerter, dreieckförmiger Bock stützt an seinem Fuß die Drehzapfen der Klappe, während auf seinem Kopf ein Wagebalken gelagert ist. Dieser Wagebalken ist an seinem vorderen Ende durch zwei Gelenkstäbe mit der Klappe verbunden; sein hinteres Ende trägt ein Gegengewicht aus Beton, so hoch gelagert, daß der Straßen- und Eisenbahnverkehr auf der Brücke ungehindert unter ihm durchgehen kann (Abb. 1).

Die Drehpunkte der Klappe, des Wagebalkens und der Gelenkstäbe bilden ein Gelenkviereck. Die beweglichen Teile sind deshalb in jeder Lage im Gleichgewicht, wenn ihr Gesamtschwerpunkt mit der Drehachse des Wagebalkens zusammenfällt.

Im oberen Teil des Stützbockes ist das Maschinenhaus untergebracht. Von der darin aufgestellten Antriebsvorrichtung werden zwei Zahnstangen bewegt, die die Klappe öffnen oder schließen.

Die Breite des Hafenkanals ist unter der Brücke auf 30 m eingezogen. Die Kanalachse kreuzt die Brückenachse unter einem Winkel von 75° 46′. Infolge der Schräglage der Brücke zum Kanal ist der Klappengrundriß trapezförmig. Der nördliche Hauptträger hat 38,522 m Stützweite. Da die Entfernung der beiden Tragwände von Achse zu Achse 12 m beträgt, so ergibt sich für den südlichen Hauptträger eine Stützweite von 35,478 m. Der Längenunterschied beider Träger ist dadurch ausgeglichen, daß der kürzere mit einem „abgestumpften“ Endfeld abschließt, bei dem die Endstrebe mit dem Endpfosten und einer Hilfsstrebe in ungefähr halber Trägerhöhe einen Fachwerkknoten bildet, während bei dem längeren Träger die Endstrebe bis zum Untergurt durchläuft. Im übrigen sind beide Hauptträger vollkommen gleich als Strebenfachwerke von 7,50 m Höhe ausgebildet.

Ihre Einzelheiten bieten im allgemeinen nichts Besonderes; nur die Ausbildung der beiden Knotenpunkte, in denen die Drehzapfen (Abb. 2) und die Zapfen für die Gelenk- und Zahnstangen gelagert sind (Abb. 3), verdienen Beachtung.

Der obere Endknotenpunkt der Klappenhauptträger ist besonders bemerkenswert.

Da die Zahnstangen außerhalb der Tragwandebenen angreifen, so werden von ihnen beim Öffnen oder Schließen der Brücke biegende Kräfte erzeugt, deren Seitenkräfte von zwei Steifrahmen aufgenommen werden, die sich in den vorgenannten Knotenpunkten kreuzen.

Das Tragwerk der Klappe hat einen Windverband in der Ebene der Untergurte. Außerdem sind seine Obergurte in jedem Knotenpunkte durch versteifende Querriegel mit einander verbunden.

Das vor der Drehachse der Klappe gelegene Endfeld des Windverbandes ist durch eine besondere Ausbildung befähigt, bei geöffneter Klappe das ganze Gewicht der Brückenfahrbahn zu tragen (Abb. 4).

Abb. 2. Verbindung der Klappe mit dem Stützbock (Drehpunkt).

Die Fahrbahn ist vorläufig durch ein Zwischengeländer in zwei Streifen geteilt. Der nördliche Teil nimmt das Gleis der Salzseebahn auf; der südliche Teil dient dem Straßenverkehr. Auf der Südseite ist ein Fußweg von rd. 2,60 m Nutzbreite ausgekragt.

Es ist geplant, die Bahnlinie später zu verlegen und dann

die ganze Fahrbahn für den Straßenverkehr umzubauen. Auch die Nordseite der Brücke soll dabei einen ausgekragten Fußweg erhalten.

Der Fahrbahnbelag besteht aus Kiefernholz. Das in einem Bogen von 300 m Halbmesser liegende Eisenbahngleis ruht auf Querschwellen. Die Überhöhung der äußeren Schienen ist durch aufgesattelte Unterlaghölzer hergestellt. Die Decke der Fahrstraße besteht aus doppeltem Bohlenbelag auf hölzernen Querbalken. Der Fußweg hat einfachen Bohlenbelag.

Abb. 3. Verbindung der Klappe mit Gegengewichtsstrebe und Zahnstange.

Wie schon bemerkt, ist am hinteren Ende des Wagebalkens ein Gegengewicht aus Beton angebracht. Eine nach unten zeigende Verlängerung des Wagebalkens ist darin vollständig eingebettet, so daß die von den Gegengewichtsmassen erzeugten Kräfte in jeder Stellung des Wagebalkens mit Sicherheit auf sein Eisenwerk übertragen werden können.

Zur Erzielung der richtigen Schwerpunktslage ist der Gegengewichtskörper aus drei verschiedenen Betonarten zusammengesetzt, aus Erzbeton, Kiesbeton und Leichtbeton. Außerdem war es notwendig, zur Anhäufung von Schwermassen rd. 29 t Eisenbahnschienen einzubauen.

Der trapezförmige Grundriß der Klappe und mehr noch der Umstand, daß die Brücke zunächst nur unvollständig ausgebaut worden ist, erschwerten die Ausgestaltung des Gegengewichtskörpers in hohem Maße.

Damit beim Bewegen der Brücke keine Verdrehungen des Tragwerks auftreten und das Gleichgewicht in keiner Lage gestört ist, mußte angestrebt werden, daß sowohl im vorläufigen wie im endgültigen Zustand der Klappe jede Tragwand für sich mit dem entsprechenden Teil des Gegengewichts ausgewogen ist und daß der Gesamtschwerpunkt der beweglichen Massen mit der Drehachse des Wagebalkens zusammenfällt. Dieses wurde so erreicht, daß Hohlräume im Gegengewicht, die beim vollständigen Ausbau der Klappe mit Betonmassen auszufüllen sein werden, vorläufig leer blieben oder nur teilweise mit handlichen Erzbetonblöcken ausgesetzt wurden.

Während das Eisenwerk der Klappe fast zierlich leicht gehalten werden konnte, waren für das Fachwerk des Wagebalkens sehr ansehnliche Querschnitte erforderlich. Demgemäß haben auch die beiden Knotenpunkte, in denen sich die Drehzapfenlager (Abb. 5, 6 und 7) und die Lager für die Gelenkstäbe (Abb. 8) befinden, recht beträchtliche Ausdehnungen erhalten.

Da der hoch gelagerte Wagebalken mit dem Gegengewicht dem Winde große Angriffsflächen darbietet, so ist er mit reichlich bemessenen Querverspannungen versehen, die die Seitenkräfte nach den beiden Drehlagern leiten können.

Abb. 4. Klappbrücke geöffnet.

Beim Stützbock sind zum gleichen Zwecke im oberen Teil kräftige Querrahmen eingebaut.

Die Festigkeitsberechnung des eisernen Tragwerks ist auf Grund der in Schweden üblichen Belastungsannahmen erfolgt. Außer den ständigen Lasten sind Belastungen durch Menschengedränge, Straßen- und Eisenbahnfahrzeuge, Wind-

druck von 250 kg/m² bei unbelasteter Brücke bzw. 150 kg/m² bei belasteter Brücke, Wind von 50 kg/m² auf die Brücke während der Bewegung und Windstöße von 100 kg/m² auf die ganz geöffnete Brücke berücksichtigt, ferner Fliehkräfte, entsprechend einer Fahrgeschwindigkeit von 50 km/h, gleichmäßige Wärmeschwankungen von ± 45° C, Unter-

Zug und Biegung 1000 kg/cm² (1250 kg/cm²),
Druck bei Stäben $\frac{l}{i} < 10$ 1000 kg/cm² (1250 kg/cm²).

Für Knickstäbe $10 < \frac{l}{i} < 105$ war eine 4 fache (3 fache) Sicherheit nach Tetmajer und für Stäbe $\frac{l}{i} > 105$ eine 5 fache (4 fache) Sicherheit nach Euler vorgeschrieben.

Abb. 5. Verbindung des Wagebalkens mit dem Stützbock.

schiede von 15° C in der Erwärmung einzelner Bauglieder sowie endlich noch veränderliches Gewicht des Brückenbelages durch Eis- oder Schneebelastung bezw. Abnutzung.

Die Zahlen ohne Klammern waren maßgebend für Belastungen durch Eigengewicht, Verkehrslasten und Fliehkräfte, die eingeklammerten Werte gelten, wenn zu diesen Belastungen noch Winddruck, Eis oder Schnee sowie etwaige Temperatureinflüsse hinzutreten.

Die im Maschinenhaus auf dem Stützbock untergebrachte Antriebsvorrichtung wird elektrisch oder im Notfalle von Hand bedient (Abb. 9.)

Für den elektrischen Antrieb wird vom Stockholmer Elektrizitätswerk Drehstrom von 6000 Volt Spannung und 25 Perioden geliefert, durch den im Steuerhaus der Brücke mittels Leonard-Umformer der Betriebsgleichstrom erzeugt wird.

Für den Hilfsantrieb, den Antrieb der Verriegelung und die Bedienung der Schranken steht außerdem Gleichstrom von 2 × 220 Volt zur Verfügung.

Abb. 6. Fachwerkknoten mit Drehzapfen des Wagebalkens.

Abb. 7. Lagerschale für den Wagebalken.

Für die rollenden Lasten wurden je nach Art der Fahrzeuge verschiedene Stoßzuschläge gemacht.

Für diejenigen Brückenglieder, die beim Bewegen der Klappe Erschütterungen ausgesetzt sind, wurde auch der Einfluß der ständigen Last mit einem Zuschlag von 20 vH in Rechnung gestellt.

Als Grenzen der zulässigen Beanspruchungen des Baustoffes waren folgende Werte festgesetzt:

Der Hauptantrieb besteht aus zwei Gleichstrommotoren von je 70 PS, die vorübergehend auf je 140 PS überlastet werden können und unmittelbar mit kräftigen Rädervorgelegen gekuppelt sind. Deren Zahnräder bestehen aus Stahl, haben geschnittene Winkelzähne und laufen in einem Ölbade in geschlossenem Gehäuse aus Gußeisen.

Die Wellen sind aus bestem Stahl geschmiedet, die Lager mit Bronzeschalen versehen.

Um bei Störungen der Hauptmotoren die Brücke doch elektrisch bewegen zu können, ist ferner ein Hilfsantrieb vorhanden, der durch einen Gleichstrommotor von 16 PS betätigt wird. Auch dieser Motor kann vorübergehend um 100 vH überlastet werden.

Für den Fall, daß durch Störungen in der Stromversorgung der elektrische Betrieb vollständig versagt, sind überdies noch Handantriebsvorrichtungen vorhanden, die ebenso wie der Haupt- und Hilfsantrieb geschnittene Zähne aus Stahl haben.

Die Übertragung der Bewegung von der Antriebsvorrichtung auf die Klappe erfolgt durch zwei Zahnstangen aus Schmiedestahl mit geschnittenen Zähnen. Die einzelnen Stücke dieser Zahnstangen sind mit sehr kräftig gehaltenen genieteten Trägern verschraubt. Diese sind durch Stahlgußlager mit der Brücke verbunden. Die Lager haben Bronzeschalen; die Gelenkzapfen sind aus hochwertigem Schmiedestahl hergestellt.

Durch den Hauptantrieb kann die Brücke gegen einen Winddruck von 50 kg/m² in 80 Sek. um einen Winkel von 87° 30′ geöffnet oder geschlossen werden. Widerstände, hervorgerufen durch eine Schnee- oder Eisbelastung der Fahrbahn bis zu 35 kg/m² bzw. durch eine Entlastung der Fahrbahn infolge Abnutzung ihres Belages bis zu 15 kg/m², werden dabei ebenfalls überwunden.

Mittels des Hilfsantriebes kann die Brücke um das gleiche Maß und gegen dieselben Widerstände in 10 min bewegt werden.

Bei Änderung der Übersetzung im Hilfsantrieb kann die Zeit für das Öffnen oder Schließen der Brücke auf 5 min abgekürzt werden, wenn die Widerstände nicht mehr als 15 kg auf den Quadratmeter des Brückengrundrisses betragen.

Der Handantrieb ermöglicht es, die Brücke durch acht Mann in 60 min gegen einen Winddruck von 10 kg/m² zu öffnen oder zu schließen. Zur Überwindung größerer Widerstände kann die Übersetzung im Handantrieb geändert werden. Die Zeit für das Öffnen oder Schließen der Brücke wächst dann auf 120 min.

Um die Bewegungswiderstände auf das geringste Maß zu beschränken, ist das Gewicht der Zahnstangen durch das Gegengewicht soweit ausgeglichen, daß, abgesehen von äußeren Widerständen durch Winddruck usw., für Öffnen und Schließen der Brücke angenähert gleiche Arbeitsleistungen aufzuwenden sind.

Das Verzögern der Brückenbewegung beim Abstellen der Motoren erfolgt durch elektrisch betätigte Gewichtsbremsen. Die Bremsen sind für gewöhnlich angezogen und werden erst gelöst, wenn die Motoren Strom erhalten.

Das ganze Triebwerk zum Bewegen der Brücke ist so stark bemessen, daß die aufgerichtete Klappe durch die Bremsen mit Sicherheit gegen einen Winddruck von 100 kg/m² festgehalten wird.

Die Bremsung der Brücke in ihren Endstellungen erfolgt selbsttätig durch Ausschalter, die mit dem Abstellen der Motoren zugleich die Bremsen betätigen, so daß sich die Brücke sanft auf ihre Lager setzt.

Am Ende der Klappe befindet sich überdies eine durch Luftdruck wirkende Puffervorrichtung, die auf alle Fälle ein stoßfreies Aufsetzen der Brücke gewährleistet.

Das Triebwerk ist schließlich noch mit einer Sicherheitsbremse versehen, durch die der Brückenwärter im Falle drohender Gefahr die Brücke in jeder Lage schnell und sicher stillsetzen kann. Diese Bremse kann sowohl vom Steuerhaus wie vom Maschinenhaus aus betätigt werden.

Zur Verriegelung der geschlossenen Brücke befinden sich am Brückenende zwei kräftige stählerne Riegel, die durch ein elektrisch angetriebenes Schneckengetriebe mit Zahnradvorgelege angetrieben werden und in zwei mit dem Pfeilermauerwerk verankerte Riegelhalter eingreifen. Der Verriegelungsantrieb ist mit einer elektrischen Bremse versehen, die in gleicher Weise wirkt wie die Bremsen für den Brückenantrieb. Mit Rücksicht auf die aufgerichtete Stellung des Riegelantriebes bei geöffneter Brücke wird die Bremse nicht durch ein Gewicht, sondern durch Federdruck belastet.

Für die Absperrung des Verkehrs von der Brücke vor dem Öffnen sind an beiden Seiten der Brücke Schranken angebracht, die elektrisch und beim Versagen des elektrischen Antriebes von Hand bewegt werden.

Sämtliche Steuer- und Schaltvorrichtungen der Maschinenanlage befinden sich in dem auf der Nordseite des Klappfeilers stehenden Steuerhaus.

Von hier aus werden alle Bewegungen der Brücke, der Verriegelung und der Schranken eingeleitet, während das Abstellen der Motoren durch die in ihrer unmittelbaren Nähe befindlichen Ausschalter selbsttätig erfolgt. Selbstverständlich ist es auch möglich, vom Steuerstand aus jederzeit die Motoren auszuschalten und ihre Bewegungen umzukehren.

Die jeweilige Stellung der Brücke wird durch eine Zeigervorrichtung am Steuerstand kenntlich gemacht.

Die ganze Anlage ist mit den üblichen Sicherheitsvorrichtungen versehen, durch die falsche Handhabungen verhütet werden und der Brückenwärter gezwungen ist, alle Handgriffe in der richtigen Reihenfolge zu machen. Durch besonders sinn-

Abb. 8. Verbindung der Gegengewichtsstrebe mit dem Wagebalken.

Abb. 9. Übersicht der Maschinenanlage.

reiche Einrichtungen wird dem Brückenwärter am Steuerstand jederzeit angezeigt, ob die eingeleitete Bewegung auch tatsächlich ausgeführt ist.

Das Eisenwerk der Brücke hat ein Gesamtgewicht von rd 420 t.

Auf die einzelnen Brückenglieder entfallen hiervon nachstehende Anteile:

Klappe	178,15 t
Stützbock mit Maschinenhaus	88,14 t
Wagebalken mit Gegengewicht	119,96 t
Gelenkstreben	18,68 t
Zahnstangen	15,07 t

Das Gegengewicht enthält (nach dem vollständigen Ausbau der Brücke) rd 82 m^3 Erzbeton, rd 85 m^3 Kiesbeton, rd 15 m^3 Bimsbeton, rd 8 t Bewehrungsrundeisen und die schon früher erwähnten rd 29 t Ausschußschienen.

Das eiserne Tragwerk der Brücke und ihre maschinelle Ausrüstung ist von der Brückenbauabteilung der Gutehoffungshütte in Sterkrade in Verbindung mit der ihr angegliederten Maschinenfabrik Haniel & Lueg in Düsseldorf geliefert und betriebsfertig aufgestellt worden.

Die elektrische Ausrüstung der Brücke wurde von der A. G. Luth & Rosén in Stockholm, die als Hauptunternehmer auftrat, geliefert und aufgestellt.

Bei der Auftragserteilung lag ein ausführlicher Entwurf, aufgestellt vom Hafenbauamt der Stadt Stockholm unter Leitung des Ingenieurs Kapten Ernst Nilsson, vor. Da der Unternehmer jedoch vertragsmäßig die Gewähr für die Sicherheit und Zweckmäßigkeit der verwaltungsseitig vorgesehenen Anordnung zu leisten hatte, so war eine Neuaufstellung der statischen Berechnungen und eine Überarbeitung der Entwurfszeichnungen seitens der deutschen Lieferwerke unerläßlich. Bei dieser Gelegenheit ergab sich die Möglichkeit, bei der Verwaltung noch manche Änderungen am Tragwerk der Brücke und an ihrer maschinellen Ausrüstung anzuregen, und es verdient hervorgehoben zu werden, daß solche Anregungen bei den zuständigen Stellen in Stockholm immer die günstigste Aufnahme fanden.

Der gute Erfolg dieses einmütigen Zusammenarbeitens von Bauherr und Unternehmer zeigte sich in dem Zustandekommen eines hervorragenden Ingenieurbauwerkes, das allen Erwartungen der schwedischen Besteller entsprochen hat und der Leistungsfähigkeit der deutschen Industrie ein ehrendes Zeugnis ausstellt, wie dieses auch der Vertreter der schwedischen Behörden bei der feierlichen Inbetriebnahme der Brücke öffentlich zum Ausdruck brachte.

BERECHNUNG VON STOCKWERKRAHMEN FÜR SENKRECHTE LASTEN.

Von Professor B. Löser, Dresden.

(Schluß von Seite 220.)

Vollbelastung auf Stab 10.

Die Elastizitätsgleichungen des Stabes 10 bei Vollbelastung stimmen mit denen für bleibende Last bis auf die beiden (wegen der Symmetrie der Belastung gleichgroßen) Belastungsglieder überein. Daher müssen sich entsprechende Momente beider Belastungsfälle verhalten wie die Belastungsglieder, und zwar wie

$$37{,}38 : 97{,}38 = 1 : 2{,}605.$$

Momente für Vollast.

$$X_{10\,VI} = -19{,}134 \text{ tm} \qquad X_{10\,VII} = -30{,}288 \text{ tm}$$

$$M_{5\,VI} = -\ 5{,}576 \text{ tm} \qquad M_{5\,I} = +\ 1{,}859 \text{ tm}$$
$$M_{14\,VI} = +13{,}558 \text{ ,,} \qquad M_{14\,XI} = -\ 4{,}519 \text{ ,,}$$
$$M_{6\,VII} = +\ 6{,}232 \text{ ,,} \qquad M_{6\,II} = -\ 2{,}077 \text{ ,,}$$
$$M_{11\,VII} = -10{,}587 \text{ ,,} \qquad M_{11\,VIII} = +\ 3{,}529 \text{ ,,}$$
$$M_{15\,VII} = -13{,}469 \text{ ,,} \qquad M_{15\,XII} = +\ 4{,}489 \text{ ,,}$$

Bleibende Last auf Stab 11.

$$w = 19{,}65$$

$$S_{11\,links} = 6{,}94 + 11{,}22 + 15{,}00 = 33{,}16$$
$$S_{11\,rechts} = 6{,}94 + 11{,}79 + 15{,}00 = 33{,}73$$

$$X_{11\,VII}\left(2 + \frac{19{,}65}{33{,}16}\right) + X_{11\,VIII} + 37{,}380 = 0$$

$$X_{11\,VII} + X_{11\,VIII}\left(2 + \frac{19{,}65}{33{,}73}\right) + 37{,}380 = 0$$

Daraus:

$$X_{11\,VII} = -10{,}380 \text{ tm} \qquad X_{11\,VIII} = -10{,}450 \text{ tm}$$

Knoten VII: $M_{6\,VII} = -10{,}380 \cdot \frac{6{,}94}{33{,}16} = -2{,}172$ tm

,, VII: $M_{10\,VII} = -10{,}380 \cdot \frac{11{,}22}{33{,}16} = -3{,}512$,,

,, VII: $M_{15\,VII} = +10{,}380 \cdot \frac{15{,}00}{33{,}16} = +4{,}695$,,

,, VIII: $M_{7\,VIII} = +10{,}450 \cdot \frac{6{,}94}{33{,}73} = +2{,}150$,,

,, VIII: $M_{12\,VIII} = -10{,}450 \cdot \frac{11{,}79}{33{,}73} = -3{,}653$,,

,, VIII: $M_{16\,VIII} = -10{,}450 \cdot \frac{15{,}00}{33{,}73} = -4{,}647$,,

Knoten II: $M_{6\,II} = +\frac{1}{3} \cdot 2{,}172 = +0{,}724$ tm

,, VI: $M_{10\,VI} = +\frac{1}{4} \cdot 3{,}512 = +1{,}171$,,

,, XII: $M_{15\,XII} = -\frac{1}{3} \cdot 4{,}695 = -1{,}565$,,

,, III: $M_{7\,III} = -\frac{1}{3} \cdot 2{,}150 = -0{,}717$,,

,, IX: $M_{12\,IX} = +\frac{1}{3} \cdot 3{,}653 = +1{,}218$,,

,, XIII: $M_{16\,XIII} = +\frac{1}{3} \cdot 4{,}647 = +1{,}549$,,

Vollast auf Stab 11.

Die Momente bei Vollast sind gleich dem 2,605fachen der Momente von der bleibenden Last.

$$X_{11\,VII} = -2{,}605 \cdot 10{,}380 = -27{,}040 \text{ tm}$$
$$X_{11\,VIII} = -2{,}605 \cdot 10{,}450 = -27{,}222 \text{ ,,}$$

$$M_{6\,VII} = -\ 5{,}658 \text{ tm} \qquad M_{6\,II} = +1{,}886 \text{ tm}$$
$$M_{10\,VII} = -\ 9{,}149 \text{ ,,} \qquad M_{10\,VI} = +2{,}287 \text{ ,,}$$
$$M_{15\,VII} = +12{,}230 \text{ ,,} \qquad M_{15\,XII} = -4{,}077 \text{ ,,}$$
$$M_{7\,VIII} = +\ 5{,}601 \text{ ,,} \qquad M_{7\,III} = -1{,}867 \text{ ,,}$$
$$M_{12\,VIII} = -\ 9{,}516 \text{ ,,} \qquad M_{12\,IX} = +3{,}172 \text{ ,,}$$
$$M_{16\,VIII} = -12{,}105 \text{ ,,} \qquad M_{16\,XIII} = +4{,}035 \text{ ,,}$$

Momenten-Grenzwerte.

VI VII VIII 10 11 12

Abb. 22.

Vollbelastung auf Stab 10, bleibende Last auf Stab 11 liefert Grenzwerte für das Stützenmoment $X_{10\,VI}$ und für das Feldmoment M_{10}.

$X_{10\,VI} = \begin{cases} -19{,}134 \text{ tm} & \text{(aus Vollast auf Stab 10)} \\ +1{,}171 \text{ „} & \text{(aus bleibender Last auf Stab 11)} \end{cases}$

$X_{10\,VI} = -17{,}963 \text{ tm}$

$X_{10\,VII} = \begin{cases} -30{,}288 \text{ tm} & \text{(aus Vollast auf Stab 10)} \\ -3{,}512 \text{ „} & \text{(aus bleibender Last auf Stab 11)} \end{cases}$

$X_{10\,VII} = -33{,}800 \text{ tm}$

Lastbild wie Abb. 19. Stützkräfte im Feld 10:

$= 1{,}890 + 18{,}060 - \frac{33{,}800 - 17{,}963}{7{,}50} = 19{,}950 - 2{,}110 = 17{,}840 \text{ t}$

$= 19{,}950 + 2{,}110 = 22{,}060 \text{ t}.$

Der Bruchquerschnitt liegt unter der linken Einzellast:

$_{max}M_{10} = 17{,}840 \cdot 2{,}50 - \frac{1}{2} \cdot 2{,}50^2 \cdot 0{,}504 - 17{,}963$

$_{max}M_{10} = +25{,}062 \text{ tm}.$

Abb. 23.

Vollbelastung in den Feldern 10 und 11 ergibt Kleinstwerte für die Stützenmomente am Knoten VII (Abb. 23):

$_{min}X_{10\,VII} = \begin{cases} -30{,}288 \text{ tm} & \text{(aus Vollast auf Stab 10)} \\ -9{,}149 \text{ „} & \text{(aus Vollast auf Stab 11)} \end{cases}$

$_{min}X_{10\,VII} = -39{,}437 \text{ tm}$

$_{min}X_{11\,VII} = \begin{cases} -10{,}587 \text{ tm} & \text{(aus Vollast auf Stab 10)} \\ -27{,}040 \text{ „} & \text{(aus Vollast auf Stab 11)} \end{cases}$

$_{min}X_{11\,VII} = -37{,}627 \text{ tm}$

Abb. 24.

Laststellung Abb. 24 liefert ein Größtmoment im Felde 11. Für diesen Belastungszustand betragen die Stützenmomente im Felde 11:

$_{VII} = \begin{cases} -4{,}060 \text{ tm} & \text{(aus bleibender Last auf Stab 10)} \\ -27{,}040 \text{ „} & \text{(aus Vollast auf Stab 11)} \\ +1{,}218 \text{ „} & \text{(aus bleibender Last auf Stab 12 wie } M_{12\,IX} \text{ bei Belastung auf Stab 11)} \end{cases}$

$_{VII} = -29{,}882 \text{ tm}$

$_{VIII} = \begin{cases} +1{,}353 \text{ tm} & \text{(aus bleibender Last auf Stab 10)} \\ -27{,}222 \text{ „} & \text{(aus Vollast auf Stab 11)} \\ -3{,}653 \text{ „} & \text{(aus bleibender Last auf Stab 12 wie } M_{12\,VIII} \text{ bei Belastung auf Stab 11)} \end{cases}$

$_{VIII} = -29{,}522 \text{ tm}$

Lastbild wie Abb. 19.

Stützkräfte im Feld 11:

$A_{11} = 1{,}890 + 18{,}060 + \frac{29{,}882 - 29{,}522}{7{,}50} = 19{,}950 + 0{,}048$

$A_{11} = 19{,}998 \text{ t} \qquad B_{11} = 19{,}950 - 0{,}048 = 19{,}902 \text{ t}$

Entfernung des Bruchquerschnittes vom Knoten VII:

$x = \frac{19{,}998 - 18{,}060}{0{,}504} = 3{,}84 \text{ m}$

$_{max}M_{11} = 19{,}998 \cdot 3{,}84 - 18{,}060 \cdot 1{,}34 - \frac{1}{2} \cdot 3{,}84^2 \cdot 0{,}504 - 29{,}882$

$_{max}M_{11} = 18{,}994 \text{ tm}.$

Abb. 25.

Belastung nach Abb. 25 verursacht Kleinstwerte für die Feldmente im Stab 11. Die Stützenmomente im Felde 11 haben Größe:

$_{VII} = \begin{cases} -10{,}587 \text{ tm} & \text{(aus Vollast auf Stab 10)} \\ -10{,}380 \text{ „} & \text{(aus bleibender Last auf Stab 11)} \\ +3{,}172 \text{ „} & \text{(aus Vollast auf Stab 12 wie } M_{12\,IX} \text{ bei Vollast auf 11)} \end{cases}$

$_{VII} = -17{,}745 \text{ tm}$

$X_{11\,VIII} = \begin{cases} +3{,}529 \text{ tm} & \text{(aus Vollast auf Stab 10)} \\ -10{,}450 \text{ „} & \text{(aus bleibender Last auf Stab 11)} \\ -9{,}516 \text{ „} & \text{(aus Vollast auf Stab 12 wie } M_{12\,VIII} \text{ be Vollast auf 11)} \end{cases}$

$X_{11\,VIII} = -16{,}437 \text{ tm}$

Stützkräfte im Felde 11:

$A_{11} = 1{,}890 + 6{,}060 + \frac{17{,}745 - 16{,}437}{7{,}50} = 7{,}950 + 0{,}174$

$A_{11} = 8{,}124 \text{ t} \qquad B_{11} = 7{,}950 - 0{,}174 = 7{,}776 \text{ t}$

Moment unter der linken Einzellast (vgl. Abb. 19):

$_{min}M_{11} = 8{,}124 \cdot 2{,}50 - \frac{1}{2} \cdot 0{,}504 \cdot 2{,}50^2 - 17{,}745$

$_{min}M_{11} = +0{,}990 \text{ tm}.$

Abb. 25.

Lastenstellung nach Abb. 26 ergibt Kleinstwerte der Stützenmomente am Knoten VIII:

$_{min}X_{11\,VIII} = \begin{cases} -27{,}222 \text{ tm} & \text{(aus Vollast auf Feld 11)} \\ -9{,}516 \text{ „} & \text{(aus Vollast auf Feld 12 wie } M_{12\,VIII} \text{ bei Vollast auf 11)} \end{cases}$

$_{min}X_{11\,VIII} = -36{,}738 \text{ tm}$

Damit sind die Grenzwerte der Momente für den Hauptbalkenzug über dem 1. Obergeschoß gefunden. Für die Hauptbalken über dem Erdgeschoß und über dem 2. Obergeschoß verläuft die Rechnung ähnlich. Wegen der stärkeren Säulen kommt im Erdgeschoß ein größerer Einspannungsgrad der Balken zustande. Im 2. Obergeschoß ist der Einspannungsgrad geringer, weil die Säulen dünner sind. In der folgenden Zahlentafel 2 sind die Grenzwerte der Momente

Tabelle 2.

Zusammenstellung der Momentengrenzwerte für die Balken.

Zeile Nr.	Querschnitt	Feld	Bezeichnung	Geschoß	Momente in tm berechnet für: durchlaufende Träger	Stockwerkrahmen	eingespannte Träger
1	Linker Stützenquerschnitt im Endfeld	1	$X_{1\,I}$	2. O.	—12,300	— 8,586	
2		10	$X_{10\,VI}$	1. O.	—12,300	—17,963	
3		19	$X_{19\,XI}$	Erd.	—12,300	—23,477	
4	Bruchquerschnitt im Endfeld Maximum	1	$_{max}M_1$	2. O.	+36,900	+31,191	
5		10	$_{max}M_{10}$	1. O.	+36,900	+25,062	
6		19	$_{max}M_{19}$	Erd.	+36,900	+21,321	
7	Rechter Stützenquerschnitt im Endfeld	1	$X_{1\,II}$	2. O.	—44,86	—41,922	—48,690
8		10	$X_{10\,VII}$	1. O.	—44,86	—39,437	—48,690
9		19	$X_{19\,XII}$	Erd.	—44,86	—37,025	—48,690
10	Linker Stützenquerschnitt im 2. Feld	2	$X_{2\,II}$	2. O.	—44,86	—41,587	—32,460
11		11	$X_{11\,VII}$	1. O.	—44,86	—37,627	—32,460
12		20	$X_{20\,XII}$	Erd.	—44,86	—35,298	—32,460
13	Bruchquerschnitt im 2. Feld Maximum	2	$_{max}M_2$	2. O.	+25,792	+19,856	+16,230
14		11	$_{max}M_{11}$	1. O.	+25,792	+18,994	+16,230
15		20	$_{max}M_{20}$	Erd.	+25,792	+17,837	+16,230
16	2. Feld, Minimum unt. der link. Einzellast	2	$_{min}M_2$	2. O.	— 7,504	— 2,558	+ 5,84
17		11	$_{min}M_{11}$	1. O.	— 7,504	+ 0,990	+ 5,84
18		20	$_{min}M_{20}$	Erd.	— 7,504	+ 3,113	+ 5,84
19	Rechter Stützenquerschnitt im 2. Feld	2	$X_{2\,III}$	2. O.	—36,400	—39,604	—32,460
20		11	$X_{11\,VIII}$	1. O.	—36,400	—36,738	—32,460
21		20	$X_{20\,XIII}$	Erd.	—36,400	—34,922	—32,460

für die Balken aller drei Geschosse angegeben. Es ist wertvoll, diese Momente zu vergleichen mit denjenigen, die man erhält, wenn man die Balkenzüge in üblicher Weise als durchlaufende Träger auf Schneidenlagerung berechnet, ferner, wenn man die Endfelder als einseitig, die Mittelfelder als beiderseitig eingespannt ansieht. Die Tabelle läßt den bedeutenden Einfluß der nach unten zunehmenden Säulenstärken auf die Balkenmomente erkennen. Die Behandlung der Balken der betrachteten Art als durchlaufender Träger erweist sich auch hier als ein wenig befriedigendes Verfahren. Namentlich in den unteren Geschossen nähert sich das elastische Verhalten des betrachteten Balkens weit mehr dem eingespannten als dem durchlaufenden Träger auf Schneidenlagerung. Für die negativen Feldmomente erhält man beim durchlaufenden Träger im Innenfelde $_{min}M = -7{,}504$ tm. Die Rahmenrechnung liefert dagegen im obersten Geschoß — 2,558 tm, im ersten Obergeschoß + 0,990 tm, im Erdgeschoß + 3,113 tm.

Momenten-Grenzwerte für die Säulen.

Die Ermittlung der Momenten-Grenzwerte soll für die Säulen 14 und 15 vorgeführt werden. Wir berücksichtigen nur den Einfluß der unmittelbar an die betrachtete Säule anschließenden Balken; für die Säule 15 sind dies die Balken 10 und 11 oben und 19 und 20 unten. Die Untersuchung der einzelnen Balken hat sowohl für bleibende als für Vollast die Momente an den Köpfen und Füßen der Säulen ergeben. Diese Momente, hervorgerufen von der Belastung je eines Balkens, trage man in eine kleine Zahlentafel ein.

Abb. 27. Abb. 28. Abb. 29. Abb. 30. Abb. 31. Abb. 32.

Tabelle 3. Innensäule 15.
Kopfmoment und Fußmoment infolge der Belastung je eines der 4 anstoßenden Felder.

Belastung des Feldes	Säulenkopf VII Vollast	Säulenkopf VII Bleibende Last	Säulenfuß XII Vollast	Säulenfuß XII Bleibende Last
10	— 13,469	— 5,170	+ 4,489	+ 1,723
11	+ 12,230	+ 4,695	— 4,077	— 1,565
19	— 2,517	— 0,966	+ 7,552	+ 2,899
20	+ 2,349	+ 0,902	— 7,047	— 2,705
Belastung aller 4 Felder	— 1,407	— 0,539	+ 0,917	+ 0,352

(Skizze: 10 VII 11 / 15 / 19 XII 20; Momente in tm am)

(Hier sind nur durchgerechnet die Balken 10 und 11.)

Die Grenzwerte der Momente ergeben sich nun wie folgt:

Lastenstellung wie Abb. 27.

$_{max}M_{15\,VII}$ (Kopf)		$_{min}M_{15\,XII}$ (Fuß)
+ 12,230 tm	Vollast auf Stab 11	— 4,077 tm
+ 2,349 „	„ „ „ 20	— 7,047 „
— 5,170 „	bleib. Last auf Stab 10	+ 1,723 „
— 0,966 „	„ „ „ „ 19	+ 2,899 „
+ 8,443 tm (größtes Kopfmoment)		— 6,502 tm (kleinst. Fußmom.)

Lastenstellung wie Abb. 28.

$_{min}M_{15\,VII}$ (Kopf)		$_{max}M_{15\,XII}$ (Fuß)
— 13,469 tm	Vollast auf Stab 10	+ 4,489 tm
— 2,517 „	„ „ „ 19	+ 7,552 „
+ 4,695 „	bleib. Last auf Stab 11	— 1,565 „
+ 0,902 „	„ „ „ „ 20	— 2,705 „
— 10,389 tm (kleinst. Kopfmoment)		+ 7,771 tm (größt. Fußmom.)

Lastenstellung wie Abb. 29.

$M_{15\,VII}$ (Kopf)		$M_{15\,XII}$ (Fuß)
— 5,170 tm	bleibende Last auf Stab 10	+ 1,723 tm
+ 12,230 „	Vollast auf Stab 11	— 4,077 „
— 2,517 „	„ „ „ 19	+ 7,552 „
+ 0,902 „	bleibende Last auf Stab 20	— 2,705 „
+ 5,445 tm		+ 2,493 tm

Lastenstellung wie Abb. 30.

$M_{15\,VII}$ (Kopf)		$M_{15\,XII}$ (Fuß)
— 13,469 tm	Vollast auf Stab 10	+ 4,489 tm
+ 4,695 „	bleibende Last auf Stab 11	— 1,565 „
— 0,966 „	„ „ „ „ 19	+ 2,899 „
+ 2,349 „	Vollast auf Stab 20	— 7,047 „
— 7,391 tm		— 1,224 tm

In Abb. 27 — 30 sind die Momentenflächen für diese vier un-günstigsten Lastenstellungen dargestellt. Bemerkenswert ist, daß b[ei] diesen vier Lastenstellungen immer ein oberes Balkenfeld ohne Ve[r]kehrslast bleibt. Wenn daher die Momente einer Innensäule ein[en] Größtwert annehmen, ist die Normalkraft der Säule nicht gleichzeiti[g] ein Größtwert. Die Normalkraft ist in Abb. 27—30 eingeschrieben. B[ei] Vollbelastung aller Balken erhält die Innensäule nur sehr klein[e] Momente; die Normalkraft ist dabei ein Maximum, Abb. 31.

In Abb. 32 ist der Momentenverlauf bei den ungünstigste[n] Lastenstellungen für die Säule 15 in größerem Maßstabe gezeichne[t].

In Randsäulen treten gleichzeitig für Kopf und Fuß Momenten-grenzwerte ein, wenn sowohl der Balken am Fuß als auch der Balke[n] am Kopf Vollbelastung erhält. Hierbei nimmt auch die Normalkraf[t] den Größtwert an. Vorzeichenwechsel der Momente in der Randsäul[e] findet nicht statt, d. h. Zug herrscht am Säulenkopf immer außen, a[m] Säulenfuß immer innen.

Für die Randsäule 14 findet man (vgl. Abb. 33):

$_{max}M_{14\,VI}$ (Kopf)		$_{min}M_{14\,XI}$ (Fuß)
+ 13,558 tm	Vollast auf Stab 10	— 4,519 tm
+ 2,768 „	Vollast auf Stab 19	— 8,305 „
+ 16,326 tm		— 12,824 tm

In der folgenden Aufstellung 4 sind die Grenzwerte der Säule[n] aller Geschosse zusammengestellt.

Tabelle 4.
Grenzwerte der Säulenmomente in tm.

	Randsäulen max	Randsäulen min	1. Innensäulen max	1. Innensäulen min	2. Innensäulen max	2. Innensäulen min
2. Obergeschoß:						
Säulenkopf	+ 11,445	+ 4,393	+ 8,895	— 8,430	+ 6,696	— 6,69
Säulenfuß	— 3,370	— 8,771	+ 6,419	— 5,338	+ 5,303	— 5,30
1. Obergeschoß:						
Säulenkopf	+ 16,326	+ 6,268	+ 8,443	— 10,389	+ 8,895	— 8,89
Säulenfuß	— 4,923	— 12,824	+ 7,771	— 6,502	+ 6,797	— 6,79
Erdgeschoß:						
Säulenkopf	+ 15,674	+ 6,017	+ 10,030	— 11,724	+ 10,428	— 10,42
Säulenfuß	— 3,009	— 7,837	+ 5,862	— 5,015	+ 5,215	— 5,21

16. Formeln für die Säulenmomente.

Es bedeuten:

L = Übergangszahl der betrachteten Säule
L_o = „ „ darüber befindlichen Säule
L_u = „ „ darunter „ „
L_{bo} = „ des oben anschließenden Balkens
L_{bu} = „ „ unten „ „

Abb. 33.

Säule 6.
Abb. 34.

Säule 15.
Abb. 35.

Säule 24.
Abb. 36.

Randsäulen.

Kopfmoment:

$$M_o = X_{o_{voll}} \frac{L}{L + L_o} + \frac{1}{3} X_{u_{voll}} \frac{L}{L + L_u} \quad \ldots \ldots (IV$$

Fußmoment:

$$M_u = \frac{1}{3} X_{o_{voll}} \frac{L}{L + L_o} + X_{u_{voll}} \frac{L}{L + L_u} \quad \ldots \ldots (V$$

$X_{o_{voll}}$ ist das Stützenmoment des oberen Balkens an der Randsäule für Vollbelastung,

$X_{u_{voll}}$ desgl. jedoch des unteren Balkens.

Diese beiden Stützenmomente können aus der vorherhenden Untersuchung der Einzelbalken ohne weiteres entmmen werden.

Das Kopfmoment verursacht immer außen Zug, das Fußoment immer innen Zug.

Für die oberste Randsäule im Stockwerkrahmen wird $= 0$, wenn das darüber befindliche Dachgeschoß als genkig angeschlossen angesehen wird.

Für die unten im Fundament eingespannte Randsäule des tersten Geschosses wird das

Kopfmoment: $$M_o = X_{o_{voll}} \frac{L}{L + L_o} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (VI$$

Fußmoment: $$M_u = \frac{1}{2} M_o \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots (VII$$

Innensäulen.

Wenn die Stützweiten der Balken gleich oder nahezu eich sind, ist folgendes Näherungsverfahren ausreichend:

Kopfmoment:

$$M_o = \pm \left(X_o \frac{L}{L + L_o + L_{bo}} + \frac{1}{3} X_u \frac{L}{L + L_u + L_{bu}} \right) \quad (VIII$$

Fußmoment:

$$M_u = \pm \left(\frac{1}{3} X_o \frac{L}{L + L_o + L_{bo}} + X_u \frac{L}{L + L_u + L_{bu}} \right) \quad (IX$$

X_o ist das Stützenmoment der oben anschließenden Balken für den Zustand voller Einspannung infolge der veränderlichen Belastung,

X_u desgleichen der unten anschließenden Balken.

Für die oberste Innensäule des Stockwerkrahmens wird $= 0$, wenn das darüber befindliche Dachgeschoß als genkig angeschlossen betrachtet wird.

Für die unten im Fundament eingespannte Innensäule des ntersten Geschosses vereinfachen sich die Formeln auf

$$M_o = \pm X_o \frac{L}{L + L_o + L_{bo}} \quad \ldots \ldots \ldots (X$$

$$M_u = \pm \frac{1}{2} M_o \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots (XI$$

Die nach dem Näherungsverfahren sich ergebenden Momentenflächen sind in Abb. 34—36 dargestellt.

Mit den Werten des Zahlenbeispieles findet man für die Innensäulen folgendes:

In allen Geschossen wird die veränderliche Last durch zwei Einzellasten $P = 12$ t übertragen, in den Drittelpunkten des belasteten Balkens angreifend. Diese beiden Einzellasten ergeben bei voller Einspannung des Balkens die Stützenmomente:

$$X_o = X_u = -\frac{2}{9} P l = -\frac{2}{9} 12000 \cdot 7{,}50 = -20 \text{ tm}.$$

Säule 6 des 2. Obergeschosses:

$L = 6{,}94 \sim 7;\quad L_{bo} \cong 11{,}3;\quad L_{bu} \cong 11{,}5;\quad L_o = 0;\quad L_u = 15{,}0.$

Kopfmoment:

$$M_o = \pm \left(20 \frac{7}{7 + 11{,}3} + \frac{1}{3} 20 \frac{7}{7 + 11{,}5 + 15{,}0} \right);$$

$$M_o = \pm (7{,}65 + 1{,}33) = \pm 8{,}98 \text{ tm}.$$

Fußmoment:

$$M_u = \pm \left(\frac{1}{3} 20 \frac{7}{7 + 11{,}3} + 20 \frac{7}{7 + 11{,}5 + 15{,}0} \right);$$

$$M_u = \pm (2{,}55 + 4{,}17) = \pm 6{,}72 \text{ tm}.$$

Säule 15 des 1. Obergeschosses:

$L = 15{,}00;\quad L_o = 7;\quad L_{bo} = L_{bu} = 11{,}5;\quad L_u = 36.$

$$X_o = X_u = -20 \text{ tm}.$$

Kopfmoment:

$$M_o = \pm \left(20 \frac{15}{15 + 7 + 11{,}5} + \frac{1}{3} 20 \frac{15}{15 + 36 + 11{,}5} \right);$$

$$M_o = \pm (8{,}96 + 1{,}62) = \pm 10{,}58 \text{ tm}.$$

Fußmoment:

$$M_u = \pm \left(\frac{1}{3} 20 \frac{15}{15 + 7 + 11{,}5} + 20 \frac{15}{15 + 36 + 11{,}5} \right)$$

$$M_u = \pm (2{,}98 + 4{,}80) = \pm 7{,}78 \text{ tm}.$$

Säule 24 des Erdgeschosses:

$L = 36;\quad L_{bo} = 11{,}5;\quad L_o = 15.$

$$X_o = -20 \text{ tm}.$$

Kopfmoment:

$$M_o = \pm 20 \frac{36}{36 + 15 + 11{,}5} = \pm 11{,}5 \text{ tm}.$$

Fußmoment:

$$M_u = \pm 0{,}5 \cdot 11{,}5 = +5{,}75 \text{ tm}.$$

Der Vergleich der angenäherten Werte mit den genaueren (Tab. 4) zeigt, daß die Übereinstimmung befriedigend ist. In Abb. 34—36 sind die Momentenflächen der Säulen 6, 15 u. 24 dargestellt.

Wenn die unter 16 angegebenen Säulenformeln benutzt werden, so vereinfacht sich das vorhergehende Rechnungswerk dadurch, daß die Aufteilung der Balkenstützenmomente auf die anschließenden Säulen nicht mehr erforderlich ist. Z. B. brauchen nach Ermittlung der Stützenmomente $X_{10\,VI}$ und $X_{10\,VII}$ für bleibende Last auf Stab 10 nur die Momente $M_{11\,VII}$ und $M_{11\,VIII}$ des anstoßenden Balkens 11 berechnet zu werden, während die 8 Gleichungen für die 4 anstoßenden Säulen fortfallen.

ÜBER DIE BERECHNUNG VON RECHTECKIGEN EISENBETONPLATTEN UNTER EINZELLASTEN.

Von Dr.-Ing. C. Scharnow, Sterkrade, Rhld.

1. Rechnerische Untersuchung.

Die geschichtliche Entwicklung und der heutige Stand der Plattentheorie sind in letzter Zeit wiederholt dargestellt worden. Es soll deshalb an dieser Stelle nicht weiter darauf eingegangen werden, sondern nur auf die Abhandlung von L. Föppl in der Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Bd. 1 S. 466, hingewiesen werden.

Für rechteckige Platten ist eine strenge Lösung der Differentialgleichung bisher nicht gefunden, doch liegt eine große Anzahl wertvoller Näherungslösungen vor für verschiedene Belastungsfälle und Randbedingungen. Leider wird von diesen Lösungen in der Technik bisher wenig Gebrauch gemacht, weil sie in die gebräuchlichen Handbücher keinen Eingang gefunden haben. Der Grundgedanke der Lösung ist folgender:

Zunächst wird eine Grundlösung bestimmt, die der nicht homogenen Differentialgleichung $\Delta\Delta\xi = \frac{P}{N}$ genügt. Alsdann werden dieser Grundlösung weitere Zusatzlösungen der homogenen Differentialgleichung $\Delta\Delta\xi = 0$ überlagert, die die Randbedingungen erfüllen. Auf diese Weise sind von Hencky, Nadai und Timoschenko für die rechteckige Platte die Spannungen unter Einzellasten ermittelt, allerdings nur für den Fall der freien Lagerung und der vollkommenen Randeinspannung.

Für den Bauingenieur von Wichtigkeit sind neben Pilzdecken die über mehrere parallele Stützlinien durchlaufenden Eisenbetonplatten, die auch vielfach als Fahrbahn für eiserne Brücken an Stelle von Belageisen und Buckelblechen Anwendung finden. Eine einwandfreie Untersuchung solcher elastisch eingespannten Platten liegt u. W. bisher nicht vor. In den preußischen Bestimmungen für Eisenbeton behilft man sich durch Einführung einer mittragenden Breite, die ziemlich willkürlich gewählt ist.

Angenähert erhält man den Spannungszustand für den Mittelstreifen einer in zwei Richtungen unendlich ausgedehnten Platte, die auf unendlich vielen parallelen Stützlinien drehbar aufruht, durch Überlagerung der Spannungszustände a und b nach folgender Skizze. (Abb. 1.)

Abb. 1.

Der Spannungszustand a entspricht dem eines beiderseits eingespannten Plattenstreifens, der Zustand b dem eines frei aufliegenden Streifens.

Man erkennt, daß das Stützenmoment für den durchlaufenden Streifen angenähert gleich der Hälfte des Einspannungsmoments bei vollkommener Randeinspannung ist.

Im folgenden soll die genaue Ermittlung des Spannungszustandes für Plattenstreifen auf mehreren Stützlinien gezeigt werden. Die Rechnung wird für den unendlich langen Streif[en] durchgeführt, weil dadurch das Seitenverhältnis der Plat[te] vollkommen ausgeschaltet wird und nach dem von Nadai a[n]gegebenen Verfahren jederzeit mittels Einführung von Ersat[z]lasten in einfachster Weise aus den gefundenen Werten Platt[en] beliebigen Seitenverhältnisses untersucht werden können.

Es bedeute:

P = Einzellast,

a = Plattenstützweite,

$N = \frac{E h^3}{12}$ = Plattensteifigkeitszahl,

ξ_1 = Verbiegung für den frei aufliegenden Streifen,

ξ_2 = Verbiegung infolge der Stützmomente.

Die endgültige Verbiegung eines über mehrere Feld[er] durchlaufenden Streifens läßt sich zusammensetzen aus de[n] Werten ξ_1 und ξ_2. Der Wert ξ_1 ist aus früheren Untersuchunge[n] bekannt[1]). Der Wert ξ_2 ist zu bestimmen. Die sogenannt[e] Zusatzlösung, welche der homogenen Differentialgleichun[g]

Abb. 2.

Abb. 3.

$\Delta\Delta\xi_2 = 0$ entspricht, hat die Form einer Cosinusreihe (sieh[e] Love-Timpe, Elastizitätslehre S. 564):

$$\xi_2 = \int_0^\infty X \cos\frac{\alpha\pi y}{a}\, d\alpha,$$

in der X eine Funktion von x und x_0 ist. Die Funktion sol[l] für den allgemeinen Lagerungsfall bestimmt werden. Dazu gehen wir von dem Nadaischen Ansatz für die beiderseits eingespannten Plattenstreifen aus:

$$\xi_2 = -\frac{P a^2 \pi^2}{4\pi^3 N}\int_0^\infty \left[\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}\right\}\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}\right\}\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha+1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} + \frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}}\right\}\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}}\right\}\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha-1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha-\alpha}\right]\frac{\cos\alpha y}{\alpha}\cdot\frac{d\alpha}{\alpha} \quad (1$$

Für Eisenbeton kann man das Verhältnis der Querzusammenziehung zur Längsdehnung = 0 setzen. Bekanntlich ist dann

$$\left.\begin{aligned} M_x &= -\frac{N\,\partial^2\xi}{\partial x^2} \\ M_y &= -\frac{N\,\partial^2\xi}{\partial y^2} \end{aligned}\right\} \ldots\ldots\ldots\ldots (2$$

Das Moment an einer beliebigen Stelle der Platte wird:

$$M_x = \frac{P}{2\pi^2}\int_0^\infty\left[\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}\right\}\frac{\alpha\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\frac{x}{a}\cdot\frac{x}{a}\,\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2} + 2\,\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x}{a}\,\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha}{2}\,\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x}{a}\,\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Cof}^2\,\frac{\alpha}{2}}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha+1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}\right.$$

$$\left.+\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}}\right\}\frac{\alpha\,\mathfrak{Cof}\,\alpha\frac{x}{a}\cdot\frac{x}{a}\,\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2} + 2\,\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x}{a}\,\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha}{2}\,\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x}{a}\,\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}^2\,\frac{\alpha}{2}}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha-1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha-\alpha}\right]\frac{\cos\alpha y}{a}\,d\alpha \ldots (3$$

[1]) „Der Bauingenieur" 1921, S. 11 u. 299.

Die Einspannungsmomente M_a und M_b erhält man aus esen Gleichungen, wenn man $x = \mp \frac{a}{2}$ setzt. M_y wird für esen Fall = o.

Bildet man $(M_a + M_b)$ und $(M_a - M_b)$ und setzt diese erte in die Gleichung für ξ_2 ein, so wird:

$$= -\frac{a^2}{N}\cdot\frac{1}{4}\int_0^\infty \left[(M_a+M_b)\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}\right\} - (M_a-M_b)\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}}\right\}\right]\frac{d\alpha}{\alpha} \quad \text{. . . (4}$$

etzt man die Einspannung an dem einen Rande = o, so wird:

$$= -\frac{a^2}{N}\cdot\frac{1}{4}\int_0^\infty M_a\left[\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}\right\} - \frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}}\right\}\right]\frac{d\alpha}{\alpha} \quad \text{(5}$$

Diese Gleichung stellt die Verbiegung eines Plattenstreifens nter dem Einfluß eines an einem Rande angreifenden Bieungsmomentes dar. M_a bleibt in dieser Gleichung eine Funkion von α, die noch näher bestimmt werden soll. Die Verrehung der beiden seitlichen Begrenzungsflächen des Plattentreifens unter dem Einfluß dieses Momentes wird:

$$\frac{\partial\xi_2}{\partial x} = \frac{a}{N}\cdot\frac{1}{4}\int_0^\infty M_a\left[\frac{\pm\frac{\alpha}{2}+\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}\,\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Cof}^2\,\frac{\alpha}{2}} - \frac{\frac{\alpha}{2}-\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}\,\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}^2\,\frac{\alpha}{2}}\right]\frac{d\alpha}{\alpha}$$

$$= \frac{a}{N}\cdot\frac{1}{8}\int_0^\infty M_a\left[\pm\frac{1+\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha}{\alpha}}{\mathfrak{Cof}^2\,\frac{\alpha}{2}} + \frac{-1+\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha}{\alpha}}{\mathfrak{Sin}^2\,\frac{\alpha}{2}}\right]d\alpha \quad \text{. . . (6}$$

Das positive Vorzeichen gilt für $x = -\frac{a}{2}$, das negative ür $x = +\frac{a}{2}$. Setzt man das Integral der Summe gleich Φ, das der Differenz gleich Ψ, so kann man schreiben:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial\xi_2}{\partial x} \text{ für } -\frac{a}{2} &= \frac{a}{N}\cdot\frac{1}{8}\int_0^\infty \Phi\, d\alpha \\ \frac{\partial\xi_2}{\partial x} \text{ für } +\frac{a}{2} &= \frac{a}{N}\cdot\frac{1}{8}\int_0^\infty \Psi\, d\alpha \end{aligned}\right\} \quad \text{. . . . . . (7}$$

Für den auf zwei Stützlinien frei aufliegenden Plattenstreifen, der mit einer Einzellast belastet ist, hat Nadai die Winkelverdrehungen um die beiden seitlichen Begrenzungslinien durch ein Fouriersches Integral folgender Form ausgedrückt (Der Bauingenieur 1921 S. 299 ff.):

Für $x = \mp\frac{a}{2}$ wird:

$$\frac{d\xi_1}{dx} = \frac{Pa}{2\pi N}\int_0^\infty \frac{\partial}{\alpha\,\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha\left(\frac{1}{2}\mp\frac{x_0}{a}\right)}{\mathfrak{Sin}\,\alpha}\right\}\cos\frac{\alpha y}{a}\,d\alpha \quad \text{. . (8}$$

Setzt man $x_a = \frac{a}{2} - x_0$, so erhält man für die Auflagerlinie A:

$$\frac{d\xi_1}{dx} = \frac{Pa}{2\pi N}\int_0^\infty \frac{\frac{x_a}{a}\,\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x_a}{a} - \mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x_a}{a}\,\mathfrak{Cotg}\,\alpha}{\alpha\,\mathfrak{Sin}\,\alpha}\cos\frac{\alpha y}{a}\,d\alpha.$$

Setzt man für den Wert unter dem Integralzeichen Δ_a, so erhält man für die Verdrehung des Randquerschnitts A infolge einer Einzellast:

Abb. 4.

$$\frac{\partial\xi}{\partial x} = \frac{Pa}{2\pi N}\int_0^\infty \Delta_a\, d\alpha \quad \text{. . (9}$$

Für die Auflagerlinie B ist sinngemäß x_b an Stelle von x_a zu setzen.

Es ist nunmehr für den auf zwei Stützlinien aufruhenden Plattenstreifen bekannt:

1. die Winkelverdrehung, die ein am Rande angreifendes Moment an diesem und am gegenüberliegenden Rande hervorbringt,
2. die Winkelverdrehung, die eine auf der Platte angreifende Einzellast an beiden Rändern hervorbringt.

Mit diesen beiden Beziehungen läßt sich für beliebige Lagerungsfälle die Funktion des Einspannungsmoments bestimmen.

Zunächst soll ein Plattenstreifen untersucht werden, der längs der einen Auflagerlinie fest eingespannt und längs der andern Auflagerlinie frei aufliegt. Nimmt man die Einspannung am Rande A wirkend an, so muß sein:

$$\frac{\partial\xi_{2A}}{\partial x} = -\frac{\partial\xi_{1A}}{\partial x} \quad \text{. . . . . (10}$$

Diese Bedingung ist offenbar erfüllt, wenn das Einspannungsmoment folgende Form annimmt:

$$M_a = +\frac{\frac{Pa}{2\pi N}}{\frac{a}{N}\cdot\frac{1}{8}}\int_0^\infty \frac{\Delta_a}{\Phi}\,d\alpha = \frac{4P}{\pi}\int_0^\infty \frac{\Delta_a}{\Phi}$$

$$= \frac{4P}{\pi}\int_0^\infty \frac{\dfrac{\left(\frac{x_a}{a}\,\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x_a}{a} - \mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x_a}{a}\,\mathfrak{Cotg}\,\alpha\right)\cos\frac{\alpha y}{a}}{\alpha\,\mathfrak{Sin}\,\alpha}}{\dfrac{1+\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha}{\alpha}}{\mathfrak{Cof}^2\,\frac{\alpha}{2}} - \dfrac{1+\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha}{\alpha}}{\mathfrak{Sin}^2\,\frac{\alpha}{2}}}\,d\alpha \quad \text{(11}$$

Aus der Platte mit einseitiger Randeinspannung läßt sich der praktisch wichtigere Fall der Platte auf drei Stützlinien ableiten, wenn man folgende Belastungszustände überlagert:

Man sieht, daß das Stützenmoment für den Plattenstreifen auf drei Stützlinien gleich der Hälfte der Einspannungsmomente beim einseitig eingespannten Plattenstreifen wird.

Abb. 5.

Hat man einen auf vier Stützlinien aufruhenden Plattenstreifen zu untersuchen, so denkt man sich

A B

entsprechend dem Verfahren für den durchlaufenden Träger den Plattenstreifen über den Stützlinien A und B durchschnitten und erhält so drei Streifen, die auf je zwei Stützlinien aufruhen. Die Stützenmomente müssen so bestimmt werden, daß an den Schnittstellen die Summe der Verdrehungen infolge der Einzellasten und der Stützenmomente verschwindet. Für den mittleren Streifen lauten die Bedingungsgleichungen:

$$\frac{a}{N}\cdot\frac{1}{8}\,[2\,M_a\,\Phi + M_b\,\Psi]\,d\alpha = \frac{Pa}{2\pi N}\,\Delta_a\,d\alpha \quad \text{. . . (12}$$

$$\frac{a}{N}\cdot\frac{1}{8}\,[M_a\,\Psi + 2\,M_b\,\Phi]\,d\alpha = \frac{Pa}{2\pi N}\,\Delta_b\,d\alpha \quad \text{. . . (13}$$

Die Lösung wird:

$$M_a = \frac{4P}{\pi}\int_0^\infty \left(\frac{2\,\Phi\,\Delta_a - \Delta_b\,\Psi}{4\,\Phi^2 - \Psi^2}\right) d\alpha .$$

Der hier eingeschlagene Weg führt auch zum Ziele, wenn Platten auf beliebig vielen Stützlinien mit ungleicher Feldweite zu untersuchen sind. Bekanntlich sind die Clapeyronschen Gleichungen die Bedingungsgleichungen dafür, daß beim durchlaufenden Träger die gesamten Winkelverdrehungen im Schnitt über den einzelnen Stützen verschwinden. Man muß also die Werte Φ, Ψ und Δ in der Form der Clapeyronschen Gleichungen miteinander verbinden. Die Ausdrücke Φ, Ψ und Δ sind Funktionen von α, deren Integration nicht möglich ist. Man hat also zu $\alpha = 1$, 2, 3 usf. gehörend einen Wert Φ, Ψ und Δ, die man zweckmäßig in Tafeln aufstellt. Verbindet man die entsprechenden Werte der Tafeln in der Weise miteinander, wie es die Gleichungen für den betreffenden Lagerungsfall vorschreiben, so erhält man die gesuchte Funktion von α für das Stützenmoment. Die Auswertung des Integrals geschieht zweckmäßig auf graphischem Wege für Werte von $0 < \alpha < 10$. Für größere Werte von α vereinfachen sich die Gleichungen, weil $\mathfrak{Sin}\,\alpha = \mathfrak{Cof}\,\alpha$ gesetzt werden kann, so daß ihre Integration möglich ist. Z. B. nimmt die oben abgeleitete Gleichung für die einseitig eingespannte Platte für $\alpha > 10$ folgende Form an.

Abb. 6.

Abb. 7.

Abb. 8.

Es wird:

$$\mathfrak{Cof}^2\frac{\alpha}{2} = \mathfrak{Sin}^2\frac{\alpha}{2} \text{ und } \mathfrak{Cotg}\,\alpha = 1;$$

$$\frac{4P}{\pi}\int_0^x \frac{\frac{x_a}{a}\,\mathfrak{Cof}\frac{\alpha x_a}{a} - \mathfrak{Sin}\frac{\alpha x_a}{a}}{2e^{\alpha}} \cos\frac{\alpha y}{a}\, d\alpha \quad \ldots \quad (11$$

Für $\frac{x_a}{a} > 0{,}5$ und $y = 0$ vereinfacht sich der Ausdruck weiter. Es wird:

$$\mathfrak{Cof}\frac{\alpha x_a}{a} = \mathfrak{Sin}\frac{\alpha x_a}{a} = \frac{1}{2}\, e^{\frac{\alpha x_a}{a}},$$

so daß sich ergibt:

$$\frac{4P}{\pi}\int_{10}^\infty \frac{e^{\frac{\alpha x_a}{a}}\left(\frac{x_a}{a} - 1\right)}{4\,e^{\alpha}}\, d\alpha = -\frac{4P}{\pi}\int_{10}^\infty \frac{\frac{x_b}{a}\, e^{-\frac{x_b}{a}\alpha}}{4}\, d\alpha = -\frac{4P}{\pi}\cdot\frac{e^{-\frac{x_b}{a}10}}{4} \quad (15$$

Für die Auswertung des Fourierschen Koeffizienten sei auf das Verfahren von Prof. v. Mises in der „Zeitschrift für angewandte Mathematik und Physik" 1922 Seite 313 verwiesen. Danach ist also die Bestimmung der Stützenmomente für jeden beliebigen Lagerungsfall des über mehrere parallele Stützlinien durchlaufenden Plattenstreifens möglich. Hat man jedoch mehr als vier Stützlinien, so wird die Zahlenrechnung sehr langwierig. Sie läßt sich auch vermeiden, da der Einfluß der weiter abgelegenen Felder bei der Platte noch schneller abnimmt als beim durchlaufenden Träger.

Nach dem beschriebenen Verfahren sind für $y = 0$ und $x = 0{,}1$ usf. die Einspannungs- bzw. Stützenmomente ermittelt und in den Abb. 6 u. 7 aufgetragen, und zwar:

1. für den beiderseits eingespannten Plattenstreifen: Abb. 6,
2. für das Endfeld der Platte auf vier Stützlinien: Abb. 7, obere Linie,
3. für das Mittelfeld der Platte auf vier Stützlinien: Abb. 7, 3. Linie,
4. für die Platte auf drei Stützlinien: Abb. 7, 2. Linie,
5. für das Mittelfeld der durchlaufenden Platte, nach der eingangs beschriebenen Näherungslösung: Abb. 7, 4. Linie.

Die Linien unterscheiden sich nur wenig. Es wird also eine Berücksichtigung des Zusammenhangs über mehr als vier Stützlinien nicht erforderlich sein. Zum Vergleich sind weiter punktiert und gestrichelt die Werte eingetragen, die sich nach den preußischen Bestimmungen bei Verteilung der Einzellast auf $^2/_3$ l und Anwendung der Einflußlinie für den durchlaufenden Träger ergeben. Man sieht aus dem Verlauf der Linien, daß die genaue Berechnung für das Stützenmoment des durchlaufenden Plattenstreifens bei einer Last im Felde etwa 0,16 P ergibt. Rechnet man nach den preußischen Bestimmungen, so findet man für das Endfeld der Platte auf vier Stützlinien das Stützenmoment 0,153 P, also eine brauchbare Übereinstimmung. Sind jedoch mehrere Lasten im Feld, so muß man das genaue Verfahren anwenden, um brauchbare Werte zu erhalten. In der Abb. 8

der Verlauf des Momentes längs der Achse $x = \pm\frac{a}{2}$ für die aststellung $\frac{x_0}{a} = 0, \pm 0{,}2, \pm 0{,}4$ dargestellt. Da man bei der nendlich langen Platte jeden Punkt als auf der mittleren Achse gelegen ansehen kann, so sind diese Linien gleichzeitig e Einflußlinien des Stützenmoments für eine parallel zur Achse wandernde Last.

Die Feldmomente eines an zwei gegenüberliegenden Seiten ngespannten Plattenstreifens lassen sich entsprechend dem erfahren für den eingespannten Träger zusammensetzen aus em Moment für den frei aufliegenden Plattenstreifen $[M_x]$ zw. $[M_y]$ und dem Einfluß der Einspannung m_x bzw. m_y. Die omente für den frei aufliegenden Plattenstreifen sind bekannt. immt man für die Verbiegung ξ_2 infolge der Einspannung en in Gleichung (4) abgeleiteten Wert und bildet

$$m_x = -\frac{N\,\partial^2 \xi_2}{\partial x^2} \quad \text{und} \quad m_y = -\frac{N\,\partial^2 \xi_2}{\partial y^2}$$

nd setzt weiter $x_1 = \frac{a}{2} - x$ und $x_2 = \frac{a}{2} + x$ (s. Abb. 2), so hält man:

$$m_y = \frac{1}{8}\int_0^\infty \left[(M_a + M_b)\,\frac{\frac{x_1}{a}\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\frac{x_2}{a} + \frac{x_2}{a}\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\frac{x_1}{a}}{\mathfrak{Cof}^2\frac{\alpha}{2}} + (M_a - M_b)\,\frac{-\frac{x_1}{a}\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\frac{x_2}{a} + \frac{x_2}{a}\,\mathfrak{Sin}\,\alpha\frac{x_1}{a}}{\mathfrak{Sin}^2\frac{\alpha}{2}} \right] \alpha\, d\alpha \quad (16$$

$$m_x = -m_y + \int_0^\infty \left[M_a\,\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{x_1}{a}\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha} + M_b\,\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{x_2}{a}\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha} \right] d\alpha \quad (17$$

In diesen Gleichungen sind M_a und M_b Funktionen von er Laststellung und von α, die außerdem den Wert $\cos\frac{\alpha y}{a}$ nthalten. Durch zeichnerische Auswertung ergeben sich folende Werte:

Beiderseits eingespannte Platte:

y	0	$\frac{1\pi}{20}$	$\frac{2\pi}{20}$	$\frac{3\pi}{20}$	$\frac{4\pi}{20}$	$\frac{5\pi}{20}$	$\frac{7\pi}{20}$
m_y	−0,0287	−0,0252	−0,0153	−0,0042	+0,0042	+0,0088	+0,0094
m_x	−0,0653	−0,0654	−0,0624	−0,0565	−0,0480	−0,0383	−0,0218

Platte auf vier Stützlinien, Endfeld:

y	0	$\frac{1\pi}{20}$	$\frac{2\pi}{20}$	$\frac{3\pi}{20}$	$\frac{4\pi}{20}$	$\frac{5\pi}{20}$	$\frac{7\pi}{20}$
m_y	−0,0084	−0,00807	−0,00522	−0,00195	+0,00056	+0,00221	+0,00295
m_x	−0,0252	−0,02503	−0,02378	−0,02195	−0,01891	−0,01871	−0,00915

Platte auf vier Stützlinien, Mittelfeld:

y	0	$\frac{1\pi}{20}$	$\frac{2\pi}{20}$	$\frac{3\pi}{20}$	$\frac{4\pi}{20}$	$\frac{5\pi}{20}$	$\frac{7\pi}{20}$
m_y	−0,0160	−0,0142	−0,00885	−0,00283	+0,00160	+0,0044	+0,0053
m_x	−0,0382	−0,0381	−0,03605	−0,03307	−0,02726	−0,0235	−0,0138

Für die Platte auf drei Stützlinien ergab sich für $y = 0$, $m_y = -0{,}008\,14$; $m_x = -0{,}027\,56$. Diese Werte unterscheiden sich wenig von denen des Endfeldes der Platte auf vier Stützlinien, so daß der weitere Verlauf für diesen Lagerungsfall nicht untersucht wurde. In der Abb. 9 sind diese Werte zusammen mit (M_x) für $\frac{x}{a} = 0$ und $-1{,}1 > \frac{y}{a} > 1{,}1$ aufgetragen. Berücksichtigt man, daß bei dem unendlich langen Plattenstreifen jeder Wert y als Plattenmitte angesehen werden kann, so erkennt man, daß die gefundene Linie die Einflußlinie für das Moment im Punkte $x = 0$, $y = 0$ ist. Mit Anwendung des Verfahrens der Ersatzlasten (Bauingenieur 1921, Heft 11) kann man aus dieser Linie leicht die Momente für vierseitig

Abb 9.

aufliegende Platten bestimmen, die an zwei gegenüberliegenden Rändern eingespannt sind. Während beim Endfeld des durchlaufenden Trägers das größte Moment für den Wert $\frac{x}{a} = 0{,}1$ auftritt, ergab eine weitere Untersuchung, daß im Endfeld der Platte bei genügender Lastverdichtung das größte Moment in der Mittellinie, d. h. $\frac{x}{a} = 0$ auftritt. Auf die Momente im Lastenangriffspunkt selbst wird noch eingegangen.

II. Versuche mit Eisenbetonplatten.

Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton hat zur Klärung der Tragfähigkeit von zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten unter Einzellasten eine Reihe von Versuchen durchgeführt, deren Ergebnisse in den Heften 44 und 52 (Versuche mit zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten bei konzentrierter Belastung) veröffentlicht sind. Die untersuchten Platten haben eine Breite von 3 m, eine Stützweite von 2 m. Aus dem gleichen Material wurden mit gleicher Bewehrung balkenartige Körper — im folgenden als „Balken" im Gegensatz zu den „Platten" bezeichnet — von 2 m Stützweite hergestellt und untersucht, die nur eine Breite von 40 bezw. 36 cm hatten, so daß man annehmen kann, daß sich das Moment gleichmäßig über den ganzen Querschnitt verteilte. Bei einem Teil dieser Balken wurden die Dehnungsmessungen an der Unterfläche in der Mitte, bei einem andern am Rande ausgeführt. Ein Vergleich der beiden Werte zeigt tatsächlich nur den

Unterschied, der durch die verschiedenen Dehnungsziffern begründet ist, so daß die Voraussetzung der gleichmäßigen Spannungsverteilung als erfüllt anzusehen ist.

Die Platten und Balken waren an zwei gegenüberliegenden Seiten aufgelagert. Die Belastung erfolgte stufenweise durch eine Einzellast in der Mitte in Form einer Kreisringfläche von 100 mm äußerem und 50 mm innerem Durchmesser. Das Abheben der Ecken war nicht verhindert.

Soweit es an Hand der durchgeführten Messungen möglich ist, soll eine Klärung folgender Fragen versucht werden:

1. Wie weit folgen Eisenbetonplatten den für homogene Platten abgeleiteten Sätzen?
2. Hat das Verhältnis der Quer- und Längsbewehrung einen entscheidenden Einfluß auf die Plattenberechnung?
3. Wie groß werden die maßgebenden Spannungen in unmittelbarer Nähe des Lastangriffspunktes?

An den in Betracht kommenden Platten sind in der Hauptsache die Durchbiegungen und die Dehnungen an der Platten-Ober- und -Unterfläche gemessen. Die Durchbiegungen sind für die Spannungsbestimmung wertlos, da hierfür nur die Dehnungen bezw. Krümmungshalbmesser in Frage kommen.

Es ist ohne weiteres klar, daß die Dehnungen an der Ober- bezw. Unterseite zusammen mit der Querschnittsform einen Maßstab für das Moment an der betreffenden Stelle geben. Für die rechnerische Ermittelung des Momentes aus der Dehnung sind aber die Spannungs-Dehnungsgesetze des Eisenbetons zu verwickelt. Es muß ein anderer Weg eingeschlagen werden.

Für die einzelnen Laststufen sind an den Balken und Platten die Dehnungen an den Ober- und Unterflächen gemessen. Für die Balken wird das Moment:

Abb. 10.

$$M = P \cdot \frac{200}{4} - \frac{P}{2} \cdot \frac{3{,}75}{\pi} \cdot 2 = P\,48{,}8$$

Trägt man für die Balken gleicher Bauart die Momente mit den zugehörenden Dehnungsmessungen als Schaubild auf, wie es in Abb. 11 für den Mittelwert der Balken dargestellt ist, so kann man aus diesem Schaubild für die Platte das der gemessenen Dehnung entsprechende Moment abgreifen. Für die Untersuchung benutzt man zweckmäßig die Dehnungen an der Oberfläche, da an der Unterfläche nur bei einem geringen Teil der Versuchskörper die Messungen durchgeführt wurden. Auch verlaufen infolge der Rißbildung und der dadurch bedingten Spannungszusammendrängung die Linien für die Unterfläche sehr unregelmäßig. Die gleichartigen Platten 975—981, 1052—1062, 1068—1072 sind zu Gruppen zusammengefaßt und auf diese Weise untersucht. In der Abb. 12 ist das Ergebnis für die Platten 1052—1062 dargestellt.

Der Spannungszustand, für den die Versuche durchgeführt sind, läßt sich rechnerisch nicht genau erfassen, da das Abheben der Ecken nicht verhindert wurde. Er entspricht mit Ausnahme der beiden freien Ränder mit guter Annäherung dem eines unendlich ausgedehnten Plattenstreifens, der in der Mittelachse mit Einzellasten in je 3 m Abstand voneinander belastet ist. Zu beachten ist jedoch, daß in jedem Schnitt a—a des unendlich langen Streifens noch Momente M_y wirken, die eine horizontale Randtangente bewirken. Ihr Einfluß macht sich nur in der Nähe des Randes bemerkbar und nimmt nach der Mitte zu schnell ab. Für diesen Spannungszustand sind die Momente M_x rechnerisch bestimmt und zeichnerisch dargestellt (Abb. 12). Die Abbildung zeigt, daß sich unterhalb der Rißbildungslast beide Momentenlinien gut aneinander anschmiegen mit Ausnahme der bereits erwähnten Punkte an den freien Rändern.

Wie aus den Berichten des D. A. f. E. ersichtlich ist, liegen die Spannungen, bei denen die ersten Risse in der Zugzone aufgetreten sind, über den Werten, die bei den üblichen Berechnungsarten zugelassen werden. Die gezeichneten Momentenlinien liefern also den Beweis dafür, daß es richtig ist, die für die homogene Platte abgeleiteten Sätze auch für die Eisenbetonplatte unterhalb der Rißbildungslast anzuwenden.

Abb. 11.

Abb 12.

Das Spannungsbild ändert sich, sobald die Rißbildungslast erreicht und überschritten wird. Da der Beton in der Zugzone sich nicht mehr an der Spannungsaufnahme beteiligt und die

sen allein wirken, sinkt das Trägheitsmoment des Querschnitts. iese Erscheinung kommt in der Momentendehnungslinie deut-h zum Ausdruck (Abb. 11). Bei der Platte wirkt sie sich in r Weise aus, daß die Teile in der Nähe des Lastangriffspunktes folge der größer werdenden Elastizität sich entlasten und die eiterab gelegenen Teile stärker zur Lastaufnahme herange-gen werden (siehe Abb. 12). Wenn die Eisenbeton-atte nach dem Verfahren für homogene Platten so bemessen, daß die zugelassenen Spannungen nicht überschritten erden, so bietet sie also eine größere Sicherheit gegen Bruch s z. B. eine Stütze oder ein Balken, weil mit steigender Last r Tragvermögen steigt.

Von den untersuchten Platten haben 977, 981, 1052 und 68 eine verhältnismäßig schwache Querbewehrung, während e der Platten 975, 979, 1062 und 1070 ebenso stark oder hezu so stark ist wie die Längsbewehrung. Man sollte nehmen, daß infolge der geringen Quersteifigkeit die Platten it schwacher Querbewehrung in der Nähe des Lastangriffs-nktes größere Momente aufweisen müßten.

In der Abb. 12 sind die Momente für die Platten mit starker d schwacher Querbewehrung besonders eingetragen. Während der Abb. 12 die Platte mit schwacher Querbewehrung in lattenmitte die größten Momente aufweist, zeigen die übrigen ntersuchten Platten die umgekehrte Erscheinung. Man muß eiter berücksichtigen, daß der Gesamtinhalt der von den omentenlinien eingeschlossenen Flächen bei gleicher Laststufe ets der gleiche bleiben muß. Diese Bedingung erfüllen die argestellten Linien und Meßpunkte nur angenähert, weil die ehnungsziffer des Eisenbetons zu stark schwankt. Man üßte also die Linien noch umformen. Hierbei würden sich weifellos die Punkte noch nähern. Jedenfalls kann man er aus dem Umstand, daß die Abweichung für die beiden renzfälle der Bewehrung nicht eindeutig und ganz gering ist, hließen, daß die Querbewehrung nicht von maßgebendem influß auf die Berechnung der Platten ist.

Die bisher abgeleiteten Formeln für die Berechnung von latten unter Einzellasten sind brauchbar zur Berechnung der omente und der Spannungen an jeder Stelle der Platte mit usnahme der Lastangriffsstelle selbst, da sie hier unendlich roße Werte liefern.

In der Praxis muß dafür gesorgt werden, daß größere Lasten, z. B. Räder, Stützen und Maschinen, auf eine ntsprechende Fläche verteilt werden. Für eine Kreis-latte, die in der Mitte durch eine Einzellast auf einer Kreisfläche belastet ist, steigt nach Föppl die Spannung om Rande des Belastungskreises bis zur Mitte um $\frac{9\,P}{\pi h^2}$, wo h die Plattenstärke bedeutet. Das Moment nimmt lso zu um $\frac{9\,P}{48\,\pi}$. Da der Spannungsverlauf in größerer Ent-ernung vom Rande von den Randbedingungen kaum beeinflußt ird, so kann man annehmen, daß dieser Zuwachs auch für die echteckige Platte gilt. Es muß aber besonders darauf hinge-iesen werden, daß dieser Wert nur unter der Voraussetzung bgeleitet ist, daß für das belastete Stück noch die Kirchhoff-chen Annahmen zutreffen. Bei Brückenbelägen und andern Eisenbetonplatten muß man damit rechnen, daß die Lastver-ichtung so stark wird, daß diese Voraussetzung nicht mehr rfüllt wird. Bei homogenem Material lassen sich auch in iesem Fall die Spannungsverhältnisse mit ausreichender Genauigkeit verfolgen (siehe Schweizerische Bauzeitung 1920, S. 257). Beim Eisenbeton wachsen jedoch die Dehnungen chneller als die Spannungen. Infolgedessen verschiebt sich mit wachsender Belastung der Spannungszustand in dem Sinne, aß die weiterab gelegenen Teile stärker zur Lastaufnahme erangezogen werden. Es wird sich daher die Anwendung iner Annäherung empfehlen.

Föppl vertritt die Ansicht, man solle bei stärkerer Last-erdichtung den Halbmesser des Belastungskreises um die Plattenstärke vergrößern und auf diese Fläche die Last gleich-näßig verteilen. Hencky will die Einzellast durch eine kegel-förmige Belastung ersetzen mit einem Grundkreis, der die Plattenstärke zum Halbmesser hat. Es ergibt sich für die kreisförmige Platte:

$$\text{nach Föppl:}\quad M_r = \frac{P}{4\pi}\ln\frac{r}{b} + \frac{1}{4}\cdot\frac{P}{\pi},$$

$$\text{nach Hencky:}\quad M_r = \frac{P}{4\pi}\ln\frac{r}{b} + \frac{1}{3}\cdot\frac{P}{\pi}.$$

Der Unterschied beträgt nur $\frac{1}{12}\cdot\frac{P}{\pi}$, so daß der Momentenzuwachs bis zur Mitte $\frac{9}{48}\cdot\frac{P}{\pi}$ bezw. $\frac{12}{48}\cdot\frac{P}{\pi}$ wird.

In der Abb. 12 sind die dargestellten Momentenlinien durch beide Werte ergänzt. Die Werte scheinen ungefähr das Richtige zu treffen, wobei es ziemlich belanglos bleibt, ob man nach dem einen oder anderen Wert rechnet. Genaue Versuche zur Klärung dieser Frage sind durchaus erwünscht.

Stellt man für die Platten und Balken die Lasten P und P_1 zusammen, bei denen der erste Riß beobachtet wurde, und nimmt man weiter an, daß die ersten Risse sowohl bei der Platte wie auch beim Balken unter derselben Spannung aufgetreten sind, so müßten bei beiden im Augenblick der Rißbildung die Momente gleich gewesen sein. Es war also bei der Platte von 40 cm Breite das Moment in 1 cm breiten Streifen:

$$M_x = \frac{P_1}{P}\cdot\frac{200}{4\cdot 40}\,P.$$

Dieser Wert wird 0,285 P und bleibt, wie aus Abb. 12 ersichtlich ist, sowohl unter den berechneten wie auch unter den aus der Momentendehnungslinie gefundenen Werten. Bei der Platte sind also anscheinend die Risse unter einer höheren Spannung aufgetreten als beim Balken. Diese Erscheinung soll nur festgestellt werden, weil sie beweist, daß man die Platte nach den errechneten Werten bemessen darf. Für eine weitere Erörterung dieser Frage sind die Versuchsergebnisse nicht ausreichend. Auch würde sie in das Gebiet der Materialfestigkeit bei mehrachsigem Spannungszustand führen, die heute noch nicht einmal für homogenes Material geklärt ist.

Abb. 13.

Ergebnis:

Rechnet man das Moment nach den preußischen Bestimmungen, so erhält man für den freiaufliegenden Plattenstreifen:

$$M_x = 0{,}375\,P,$$

für das Endfeld des Streifens auf 4 Stützlinien:

$$M_x = 0{,}30\,P,$$

für das Mittelfeld des Streifens auf 4 Stützlinien:

$$M_x = 0{,}262\,P,$$

für den beiderseits eingespannten Streifen:

$$M_x = 0{,}188\,P.$$

Nach vorhergehenden Ausführungen wird das größte Moment für den freiaufliegenden Plattenstreifen auf zwei Stützlinien:

$$M_x = \frac{P}{4\pi}\left(\ln\frac{2a}{\pi h} + 2\right).$$

Dieser Wert vermindert sich

1. für das Endfeld eines durchlaufenden Streifens auf

$$M_x = + \frac{P}{4\pi}\left(\ln \frac{2a}{\pi h} + 1{,}684\right),$$

2. für das Mittelfeld auf

$$M_x = \frac{P}{4\pi}\left(\ln \frac{2a}{\pi h} + 1{,}52\right),$$

3. für den beiderseits eingespannten Streifen auf

$$M_x = \frac{P}{4\pi}\left(\ln \frac{2a}{\pi h} + 1{,}212\right).$$

In der Abb. 13 sind die Momente dargestellt, die sich nach dem oben abgeleiteten Verfahren und nach den Preußischen Bestimmungen ergeben für den Bereich $6 < \frac{a}{h} < 26$.

Da sie unter der Voraussetzung abgeleitet sind, daß die Last auf einen Punkt verdichtet ist, so werden sie für die Bemessung von Platten genügende Sicherheit bieten. Wünschenswert wäre es allerdings, wenn die Spannungsverhältnisse an der Lastangriffsstelle selbst durch zweckmäßige Versuche festgestellt würden. Jedenfalls beweisen die Linien der Abbildung 14, daß der Einfluß der Randeinspannung auf das Feldmoment bei der Platte geringer ist als beim Balken. Es kann deshalb die Einführung eines Ersatzbalkens von der sogenannten „mittragenden Breite" keine einwandfreien Ergebnisse liefern.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Tonerdezementbeton haftet auf Portlandzementbeton.

Nach Engineering News-Record 1924 Vol. 93, Nr. 25, S. 1007.

Dr. Haegermann vom Laboratorium Karlshorst behauptete in seinen Ausführungen über deutsche Portlandzemente mit hohen Anfangsfestigkeiten vor der Portlandzement-Association in Amerika, daß Tonerdezement nicht auf Portlandzement aufgebracht werden dürfe, da es sich erwiesen hätte, daß eine Zerstörung eintreten würde. Die Erfahrungen stützen diese Behauptung Dr. Haegermanns nicht. Tatsächlich zeigt sich, daß zwischen Tonerdezement- und Portlandzementbeton ein befriedigender Verband erreicht werden kann.

1. Lumnite-Zement, ein Tonerdezement, ist ausgiebig und mit Erfolg beim Ausbessern von Portlandzementbetonstraßen und -decken angewendet worden.

2. Ein Putz aus Lumnite-Zementmörtel, auf eine Portlandzementbetonunterlage aufgebracht, verband sich mit der Unterlage ohne Anzeichen von Trennung oder Zerstörung. Als die Platte später zu Prüfungszwecken zerschlagen wurde, blieben einige Portlandzementbetonteile an dem Lumnite-Zementputz hängen, was anzeigt, daß nicht allein der Putz, sondern auch der Verband fester war als die Portlandzementunterlage.

3. Die Columbia-Universität stellte folgende Haftversuche an: Portlandzementbetonprismen 1:2:4 wurden im Alter von 28 Tagen durch Lumnite-Zementbetonprismen desselben Mischungsverhältnisses um die Hälfte verlängert; ferner Prismen in derselben Weise durch Portlandzementbeton 1:2:4, und schließlich wurden Lumnite-Zementbetonprismen durch Lumnite-Zementbeton um die Hälfte verlängert. Hierbei wurden bei der Prüfung folgende Haftfestigkeiten ermittelt.

Lumnite-Zementbeton auf aufgerauhtem Portlandzementbeton 27,5 kg/cm²
Lumnite-Zementbeton auf unaufgerauhtem Portlandzementbeton 16,5 kg/cm²
Portlandzementbeton auf Portlandzementbeton 31,6 kg/cm²
Lumnite-Zementbeton auf Lumnite-Zementbeton 66 kg/cm²

4. Die Zementfabrik La Farge in Frankreich behauptete in ihren Prospekten, daß Tonerdezementputz vollkommen auf Portlandzementbeton hafte.

Der Berichterstatter unterhielt sich mit Dr. Haegermann über diese Angelegenheit und schreibt, daß Dr. Haegermann seinen Schluß nicht auf persönliches Wissen, sondern auf die Erzählungen eines französischen Ingenieurs stütze, wo ein Tonerdezementglattstrich sich von einer Portlandzementbetonunterlage getrennt hatte. Diese Erscheinung ist aber auch bei der Verwendung von Portlandzementputz auf Portlandzementbeton nichts Unbekanntes. Solche Vorkommnisse werden gewöhnlich der unrichtigen Zubereitung der Oberfläche des Betons vor dem Aufbringen des Glattstriches zugeschrieben.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Einsturz eines unversteiften Eisenfachwerkgebäudes in Spokane Wash.

(Nach Engineering News-Record vom 19. 6. 24.)

Am 9. 5. v. J. stürzte die fast fertig aufgestellte Eisenkonstruktion des mit einem Kostenaufwande von 300000 $ zu erbauenden 4-stöckigen Freimaurer-Erweiterungsgebäudes in Spokane plötzlich ein, ohne daß besondere Warnungszeichen sich vorher bemerkbar gemacht hatten. Die Eisenkonstruktion bestand zur Zeit des Einsturzes aus 4 vollständigen Jochen, die aus den Frontstützen, den unteren und mittleren Blechlängsträgern und den Bindern gebildet wurden. Weitere 4 Stützen waren am vorhandenen Gebäude befestigt und stürzten daher auch nicht ein, wohl aber die freistehenden, in der Montage begriffenen Säulen am anderen Ende des Gebäudes. Die Decke sollte aus Eisenbeton mit Eisenbetonlängsträgern gebildet werden, war jedoch zur Zeit des Einsturzes noch nicht begonnen. Hingegen waren die Stützen am südlichen Teil in Beton eingelassen und 3 Stützen an der Nordseite durch hölzernes Pfahlwerk entsprechend eingespannt. Eine Verankerung des Gebäudes gegen wagerechte Kräfte durch Eisenkonstruktion war nirgends vorgesehen, sondern nur durch Abstoppseile „angedeutet", da dieselben zum Teil sehr lose waren oder kurz vorher gelockert wurden oder aber überhaupt ungenügend befestigt waren. Unglücklicherweise wurden noch verschiedene hölzerne Längsträger, die zur Unterstützung des Montagemastes auf der unteren Deckenlage gedient hatten, weggenommen, sodaß eine bestehende Verbindung durch kleine Holzsteifen zwischen dem Neubau und dem alten Bau nicht genügte. Ein kleiner Windstoß und wahrscheinlich die Zugkraft eines Seiles bei der Demontage des Derricks haben die nördliche im Fußboden mangelhaft befestigte Stützenreihe ins Schwanken gebracht und die ganze Eisenkonstruktion wie ein Kartenhaus umgelegt. Der Einsturz wäre zu vermeiden gewesen, wenn an Stelle der noch nicht eingebrachten Eisenbetondecken entsprechende eiserne Verbände in der Dachhaut und provisorische Verbände in den Längswänden vorhanden gewesen wären. Daß in der Veröffentlichung die Namen der beteiligten Firmen angegeben werden, zeugt von anerkennenswerter Offenheit.

A. Dürbeck.

Fachwerkgebäude aus geschweißten Röhren.

(Nach Engineering Record vom 24. 11. 1924.)

Eine eigenartige Bauweise von eisernen Fachwerkkonstruktionen wird seit einigen Jahren von Gesellschaften ausgeführt, die im Westen Amerikas den Bau von Öllinien betreiben. Die Transportröhren für das Öl werden heutzutage geschweißt und dadurch verfügen diese Gesellschaften über einen ausgezeichneten Stamm von Schweißern, welche während der Ruhepausen in den Rohrverlegungsarbeiten aus Röhren II. Güte die Gerippe von Gebäuden erstellen. Auf diese Art wurde in Kansas ein transportables Warenhaus von 15 m Breite, 36 m Länge und 9 m Höhe erbaut, dessen System vollständig dem eines eisernen Fachwerkgebäudes aus Walzprofilen entspricht. Für die Pfetten wurden 2″-Röhren, für die Dachbinder 2″- und 4″-Röhren und für die Stützen 8″-Röhren verwendet, nur die Kranbahnträger bestanden aus I-Eisen (siehe Abb.). Fast alle Verbindungen des Fachwerkes wurden geschweißt, mit Ausnahme derjenigen, die zwecks Zerlegbarkeit aus Schraubenbolzen gebildet wurden. So wurde z. B. zur Befestigung der Pfetten eine Art Rohrschelle an die Binder angeschweißt und die Befestigung der Schraubenbolzen hergestellt. In ähnlicher Weise geschah auch die Verbindung der Fachwerkwände. An die Stützen wurden besondere Blechfüße angeschweißt, die zur Aufnahme der Ankerschrauben dienten. Zur Verbindung der Binder mit den Stützen dienten Schrauben, die durch die an die Binderfüße bezw. Säulenköpfe angeschweißten Auflagerplatten gingen. In den Knotenpunkten der Binder und bei den Kopfstreben der Stützen werden die Zwischenstücke der Durchdringung entsprechend nach Augenmaß ausgeschnitten und dann zusammengeschweißt. Die vorstehend beschriebene Ausführung scheint Anklang gefunden zu

Kranbahnauflagerung an der Rohrstütze.

ben, da ein anderes Industrieunternehmen, das vielfach Gebäude n einer normalen Größe und Ausführung braucht, Entwürfe vorreitet für ein Dach aus geschweißten Röhren. Eine ähnliche Bauise mit Röhren aus S. M. Stahl bei je einem Gebäude von nur m Weite in Lakehaven (Holland) u. Clapham Commons bei London t in Heft 4 der „Bautechnik" vom Jahre 1925 beschrieben. Die erbindung der Pfetten aus I-Eisen jedoch mit Hilfe von Spezialheiben, seitlichen Lappen, großen Scheiben mit Bolzen, das an den nden der Zwischenstäbe umständliche flache Zusammenschweißen nd Verstärken daselbst für die Bolzenlöcher lassen diese Art allerngs, verglichen mit der amerikanischen, nicht als besonders günstig scheinen. A. Dürbeck.

Bohrmuscheln im Beton.

Nach Engineering News-Record 1924, Vol. 93, Nr. 26, S. 1027.

Seit im Jahre 1922 und 1923 im Hafen von Los Angeles Bohruscheln im Beton vorgefunden worden sind, ist diese Entdeckung bhaft erörtert worden, ohne daß allerdings wesentlich Neues zutage efördert worden wäre. Inzwischen haben nun Sadler und Hughes rgfältige Beobachtungen über das Vorkommen von Bohrmuscheln n Beton angestellt, über deren Ergebnis sie folgendes mitteilen:

Die Bohrmuscheln kommen ausschließlich in solchem Beton vor, u dem Zuschlagsstoffe verwendet worden waren, die an Ort und Stelle us der See gewonnen wurden, ganz gleichgültig, welche mineralogische Beschaffenheit und welche Härtegrade diese Zuschlagsstoffe aufwiesen. n keinem Fall waren nach sorgfältigen Studien Angriffe von Bohruscheln auf solchen Beton festzustellen, dessen Zuschlagsstoffe nicht on Ort und Stelle herrührten, sondern von der Ferne nach dem Hafen on Los Angeles verbracht worden waren; wenngleich dieser Beton enau in der nächsten Nachbarschaft des ersteren war und also in enau derselben Weise im Tätigkeitsbereich der Bohrmuscheln lag. Eine Untersuchung, ob die Angriffe der Muscheln chemischer oder mechanischer Einwirkung zuzuschreiben seien, ergab das Folgende:

Der Kopf der Bohrmuschel ist nicht immer sphärisch, ja es gehört sogar ein symmetrischer Kopf bei den Bohrmuscheln zu den Seltenheiten. Die Schale der Muscheln ist zwar rauh aber sehr dünn, und man kann hiernach nicht annehmen, daß die Muscheln durch eine Drehbewegung ihre Löcher in den Beton graben. In einigen Fällen ist beobachtet worden, daß der Beton in der Nachbarschaft der Bohrlöcher ein verändertes Aussehen zeigt. In konzentrischen Lagen um das Bohrloch herum war der Beton verfärbt. Festigkeitsuntersuchungen ergaben eine lockere Struktur dieses verfärbten Betons. Auf Grund dieser Tatsache ist die Ansicht, daß die Bohrmuscheln mechanisch auf den Beton einwirken, aufgegeben worden. Zur Feststellung, wie weit es sich um chemische Einwirkung handelt, wurde eine Anzahl von Muscheln in Behälter mit Seewasser verpflanzt, wo sie z. T. ihre normale Tätigkeit am Beton fortsetzen konnten, z. T. nur in Seewasser ohne Anwesenheit von Beton leben konnten. In beiden Fällen zeigte sich, daß das Wasser der Behälter eine starke Zunahme an Kohlensäure erfuhr. Die Bohrmuscheln, die im Beton verblieben, setzten ihre Tätigkeit über etwa 10 Tage fort, während die andern entweder abstarben oder nach 2 Tagen schliefen. Unter den normalen Absonderungen bei den Bohrmuscheln, deren es zweifellos mehrere sind, befindet sich also Kohlensäure, von der ja bekannt ist, daß sie für viele Materialien ein Lösungsmittel bedeutet, u. a. auch für den Beton.

Es ist hiernach zu schließen, daß die Angriffe der Bohrmuscheln auf Beton auf chemischen Wegen vor sich gehen. Es geht aber aus den gemachten Beobachtungen hervor, daß ein Zuschlagsmaterial, das sich an einem Ort als immun gegen die Angriffe der Bohrmuscheln erweist, dies nicht sicher auch an einem andern Ort ist, da die Bohrmuscheln begreiflicherweise an verschiedenen Orten mit verschiedenen Kräften und unter verschiedenen Bedingungen ihre Tätigkeit ausüben. Es ist jedoch nach den Beobachtungen anzunehmen, daß guter Beton aus nicht an Ort und Stelle gewonnenen Zuschlagsstoffen und aus Quarzsand gegen die Angriffe der Bohrmuscheln immun ist.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Wo bleibt die Sammelstelle für gebrauchte Baugeräte in Wagenladungsklasse E?

Zu dem wiederholten Beschluß der Ständigen Tarifkommission.

Für gebrauchte Baugeräte, Maschinen und Werkzeuge für Bauarbeiten bestand bis zum 31. März 1918 eine besondere Tarifstelle im Spezialtarif III, der etwa der heutigen Wagenladungsklasse E entspricht, so daß alle diese Geräte nach einem einheitlichen Frachtsatz berechnet werden konnten. Bei der am 1. April 1918 vorgenommenen Neuregelung der Gütertarife ist diese Tarifstelle, die den Interessen der Bauindustrie in verständnisvoller Weise angepaßt war, aufgehoben worden. Die Maßnahme wurde damit begründet, daß die gebrauchten Baugeräte für die betroffenen Kreise den gleichen Wert hätten wie neue, es sei daher nicht gerechtfertigt, ihnen eine billigere Fracht zu gewähren. Eine derartige Ansicht mag in der Kriegs- und Inflationszeit berechtigt gewesen sein, weil die vielfach aus Ersatzmaterial angefertigten neuen Maschinen den aus solidem Material hergestellten älteren und gebrauchten Maschinen der Vorkriegszeit nicht ebenbürtig waren. Die Verhältnisse haben sich in dieser Hinsicht aber wesentlich geändert und gebrauchte Baumaschinen müssen in ihrem Gebrauchs- und Verkaufswert wieder sehr erheblich niedriger bewertet werden als neue Maschinen.

Von der Reichsbahn wurde ferner geltend gemacht, daß bei der außerordentlichen Steigerung der Baukosten während der Kriegs- und Inflationszeit die geringen Frachterhöhungen kaum nennenswert ins Gewicht fielen. Heute liegen die Dinge in dieser Hinsicht ganz anders. Der Baukostenindex beträgt zurzeit etwa 1,7. Die Frachten für gebrauchte Baumaschinen betragen hingegen das 4 fache, für Geräte und Werkzeuge das 2½ bis 3 fache des Vorkriegssatzes. Dabei ist noch zu bedenken, daß die in Submissionen erzielten Preise oft Verlustpreise sind.

Die Aufhebung der Sammelstelle im Spezialtarif III führte dazu, daß sich die für eine Bauausführung erforderlichen Maschinen, Geräte und Werkzeuge auf eine ganze Reihe von Wagenladungsklassen verteilen. Änderungen, die auf Betreiben der Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der deutschen Industrie, des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes und des Deutschen Eisenbauverbandes in den Jahren 1921, 1922 und 1923 vorgenommen wurden, konnten den unerfreulichen Zustand nur unvollkommen bessern.

Es gehören z. B. heute noch an:	der Klasse
Gebrauchte Lastwagen, gebrauchte Boote und Kähne mit Kraftbetrieb	A
Gebrauchte Baumaschinen, Innenausstattungen der Baubüros und Arbeiterwohnbaracken (Holzwaren)	B
Teile von Baggern, Drehscheiben, Kranen, Rammen, Schiebebühnen	C
Gebrauchte Geräte und Werkzeuge, gebrauchte Eisenbahnoberbaugegenstände, gebrauchte Kipp- und Förderwagen	D
Gebrauchte Masten, Stangenholz, Stammholz (Teile der Baurüstung)	Ausnahmetarif 1
Gebrauchtes Schnittholz (Schal- und Rüstholz) .	Ausnahmetarif 1b
Gebrauchte Baubuden und Baubaracken, hölzerne Eisenbahnschwellen	Klasse E

Die für eine Baustelle erforderliche Einrichtung verteilt sich zurzeit also auf 6 Wagenklassen. Baumaterial, das gleichfalls nach mehreren Wagenladungsklassen tarifiert, ist dabei noch unberücksichtigt geblieben.

Im Januar 1924 haben die bauindustriellen Verbände in erneuten Eingaben an die Ständige Tarifkommission der Deutschen Eisenbahnen die Wiedereinführung einer Sammelstelle für gebrauchte Baugeräte, Maschinen usw. in Wagenklasse E gefordert. Sie wiesen darauf hin, daß die Bauunternehmungen ihre Einrichtungen nach immer wechselnden Orten, je nach Lage der vielfach weit ab von größeren Bahnhöfen gelegenen Baustelle verladen und dabei immer wieder mit anderen Güterabfertigungen zusammenarbeiten müssen. Die dort beschäftigten Eisenbahnbeamten sind vielfach selbst nicht in der Lage, die Angestellten der Bauunternehmungen hinsichtlich der richtigen Anwendung der komplizierten Tarifierungsvorschriften für gebrauchte Baugeräte usw. zu beraten, denn auf den meisten Baustellen, die immer mehr einer „fliegenden Fabrik" ähnlich werden, wird eine so große Anzahl der verschiedenartigsten Maschinen, Werkzeuge und Geräte verwandt, daß es besonderer Sachkunde bedarf, sie richtig in den Eisenbahngütertarif ein-

zuordnen. Ferner ist es auf den kleinen Bahnhöfen und Baustellen fast unmöglich, eine Verwiegung der einzelnen Teile der Sendung vorzunehmen, wenn die Gewichte für die tariflich ungleich zu behandelnden Güter im Frachtbrief getrennt angegeben werden müssen. Es ist daher verständlich, daß die Zahl der Reklamationen, der Strafzuschläge für falsche Tarifierungen oder Gewichtsangaben usw. in der Bauindustrie sehr zahlreich sind, insbesondere, seitdem den Abfertigungsbeamten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft eine sogenannte „Entdeckerprämie“ von 5 vH des nacherhobenen Betrages zugebilligt wird. Nicht nur den mit der Verladung betrauten Angestellten der einzelnen Unternehmung auf den Werk-, Lager- und Bauplätzen, sondern auch den Beamten der Güterabfertigungen wird durch das komplizierte Frachtsystem eine außerordentlich zeitraubende und unproduktive Arbeit aufgebürdet. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hebt immer wieder hervor, daß sie ihren Betrieb nach kaufmännischen Grundsätzen gestalten wolle. Die für die gebrauchten Baugeräte, Maschinen usw. zurzeit gültigen Tarifvorschriften tragen dem keinesfalls Rechnung.

Wenn die Bauindustrie auch den Hauptwert auf die Vereinfachung der Tarifvorschriften für gebrauchte Geräte, Maschinen, Werkzeuge usw. legt, so muß sie daneben doch auch im Interesse der gesamten für das gewerbliche Leben so wichtigen Bauwirtschaft eine Verbilligung der für die Baustelleneinrichtungen geltenden Frachtsätze verlangen. Den Umfang der Verteuerung läßt folgende Tabelle erkennen:

Die Fracht kostet in Pfennig für 100 kg:

Entfernung km	1. 7. 1914 Spezialtarif III	Wagenladungsklassen seit 1. Oktober 1924						
		A	B	C	D	E	F	Ausnahmetarif 1
50	19	78	68	57	45	31	24	37
100	34	135	116	96	76	49	37	62
200	56	238	202	167	131	83	62	107
300	78	331	279	229	181	112	83	148
400	100	411	346	283	225	183	102	184
500	122	480	404	330	262	160	118	214

Die Fracht für eine gebrauchte Baumaschine betrug im Jahre 1914 nach Spezialtarif III pro 100 kg auf 200 km 56 Pfg., während sie heute in Wagenladungsklasse B 2,02 M., d. h. 266 vH mehr kostet. Die Wagenladungsklassen A und B sind zurzeit aber nur 70—80 vH teurer als die ihnen im Jahre 1914 entsprechende allgemeine Wagenladungsklasse. Die Verteuerung der Frachten für gebrauchte Baumaschinen ist also vornehmlich durch die Auftarifierung von Spezialtarif III (Wagenladungsklasse E) nach Wagenladungsklasse B entstanden. Sie ist um 186 vH stärker, als dies durch die in den letzten Jahren allgemein vorgenommenen Frachterhöhungen bedingt wäre. Ähnlich liegen die Verhältnisse hinsichtlich der gebrauchten Maschinen, Werkzeuge, Kipp- und Förderwagen, für die gegenüber 1914 eine Steigerung um 134 vH eingetreten ist. Es sei auch darauf hingewiesen, daß die Baustelleneinrichtungen im allgemeinen nur auf Entfernungen bis 300 km verladen werden. Die Einführung der starken vertikalen Staffelungen, nach welcher die Frachtsätze bei 200 km beginnend pro 100 km um je 5 vH ermäßigt werden, und zwar so, daß beispielsweise die Entfernung von 901 bis 1000 km nur mit 45 vH des Satzes berechnet wird, zu dem die ersten 100 km gefahren werden, mußte auf die Frachten des Baugewerbes sehr ungünstig einwirken, denn die billigen Streckensätze der größeren Entfernungen kommen für sie nicht in Frage, während doch die Mindereinnahmen, die bei den Frachten der weiteren Tarifkilometer entstehen, mit Hilfe der Frachtsätze der näheren Entfernungen wieder eingebracht werden müssen.

In Presse und Parlament kommt immer wieder zum Ausdruck, daß zur Besserung der Wirtschaftslage vor allem eine Belebung des Baumarktes erforderlich ist. Dazu muß aber das Bauen billiger werden und auch die Reichsbahn muß das ihrige beitragen und den berechtigten Wünschen der Bauindustrie nachkommen. Durch die teuren Frachten für Baustelleneinrichtungen wird es den Bauunternehmungen unmöglich gemacht, mit den Platzgeschäften des Baugewerbes zu konkurrieren. Leistungsfähige Spezialbauunternehmungen können zum Schaden der Verbilligung und des technischen Fortschritts auf Grund der teuren Frachten meist nicht den Wettbewerb gegen ortsansässige Firmen aufnehmen. Durch Schaffung einer billigen Sammelstelle im Tarif würde der Aktionsradius der einzelnen Bauunternehmung wesentlich erweitert und damit würden der Bahn sicherlich zahlreiche Frachten zufließen. Eine Belebung der Bautätigkeit müßte sich zweifellos bei den Frachteinnahmen der Reichsbahn bemerkbar machen.

Die Ständige Tarifkommission der Deutschen Eisenbahnen und der ihr angeschlossene, aus namhaften Vertretern von Industrie, Handel und Landwirtschaft zusammengesetzte, beratende Ausschuß der Verkehrsinteressenten hat sich den berechtigten Wünschen der Bauindustrie nicht verschließen können, insbesondere, da die mit der Berichterstattung beauftragte Reichsbahndirektion selbst unter der Annahme, daß eine Verkehrssteigerung beim Versand von Baugerätschaften nicht zu erwarten sei, einen Frachtausfall von jährlich nur 200 000 M. berechnet hatte. Schon am 18. Januar 1925 hatte die Ständige Tarifkommission einen Beschluß gefaßt, nach welchem in der Wagenladungsklasse E des Eisenbahngütertarifs folgende Sammelstelle aufgenommen werden sollte:

> Baugerätschaften, gebrauchte, bei unmittelbarem Versand von und an Bauunternehmungen zur Verwendung oder Lagerung im eigenen Betriebe oder zur Instandsetzung.

Unter Bauarbeiten sollten alle Ausführungen, Ausbesserungen oder Änderungen usw. von Gebäuden oder Eisenbauwerken, ferner Beton- und Tiefbauten, sowie Herrichtung und Instandsetzung von Maschinen und Kesselanlagen verstanden werden. Im Warenverzeichnis der ermäßigten Stückgutklasse (Klasse II) sollte eine entsprechende Stelle Aufnahme finden.

Gegen diesen Beschluß hatte die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Einspruch erhoben und damit zunächst das Inkrafttreten der neuen Tarifstelle verhindert, während alle anderen Privatbahngesellschaften ihre Zustimmung gegeben hatten.

Der Antrag der bauindustriellen Verbände wurde daraufhin der Ständigen Tarifkommission zu einer abermaligen Prüfung insbesondere hinsichtlich der finanziellen Auswirkungen für die Bahn vorgelegt. Am 25. Juni d. J. wurde von ihr der am 18. Januar d. J. gefaßte Beschluß einstimmig nochmals bestätigt, d. h. 13 Vertreter verschiedener Reichsbahndirektionen und sämtliche Mitglieder des Ausschusses der Verkehrsinteressenten, halten die Einführung einer Sammelstelle für gebrauchte Baumaschinen, Geräte und Werkzeuge in Wagenladungsklasse E für notwendig und berechtigt. Nur die Hauptverwaltung der deutschen Reichsbahngesellschaft zögert noch einem Beschluß zuzustimmen, der lediglich den auf Grund langjähriger verständnisvoller Beobachtung des Wirtschaftslebens geschaffenen Vorkriegszustand wiederherstellen soll.

Wie lange soll die Bauindustrie noch auf die dringend notwendige Sammelstelle im Eisenbahngütertarif für ihre gebrauchten Baugeräte, Maschinen, Werkzeuge usw. warten?

Dr. Roos.

Großhandelsindex.

8. Juli	15. Juli	22. Juli	29. Juli	5. August	12. August
135,8	134,9	134,3	133,9	133,8	134,2

Kapitalrückgang der Bauaktiengesellschaften gegenüber dem Vorkriegsstand. Im Berliner Tageblatt macht Dr. O. Grätz eine Statistik über das Ergebnis der Goldumstellung bei 911 an der Berliner Börse amtlich notierten Werten auf. Während diese 911 Firmen vor dem Kriege ein Kapital von zusammen 7874 Millionen Mark repräsentierten, war diese Summe nach der Umstellung auf 8855,3 Mill. RM. angewachsen, d. h. das Vorkriegskapital zum jetzigen Kapital verhielt sich wie 1 : 1,1. Dagegen hatten die 34 sich unter diesen 911 Firmen befindenden Bau- und Terraingesellschaften keinen

Kapitalzuwachs, sondern einen Rückgang zu verzeichnen. Ihr Vorkriegskapital betrug 125,4 Mill. M. gegen heute 85,7 Mill. M. Diese Zahlen verhalten sich wie 1,9 : 1. Mit diesem ungünstigen Ergebnis in der Kapitalerhaltung stehen die Bau- und Terraingesellschaften am drittungünstigsten da, noch schlechter stehen nur die Banken mit 2,8 : 1 und die Schiffahrt mit 2,2 : 1. Über die Schärfe der Zusammenlegung gibt das Verhältnis Papierkapital: Goldkapital Auskunft. Hier stehen die Bau- und Terraingesellschaften an fünfter Stelle mit 20,2 : 1. Zu einem gleichen Ergebnis — im allgemeinen Kapitalzuwachs der Aktiengesellschaften, demgegenüber Rückgang bei den Baugesellschaften — kommen auch umfassendere Untersuchungen des Statistischen Reichsamts. Die Zahl der Bauaktiengesellschaften hat sich nach dem Krieg um über 50 vH vermehrt.

Handwerk und Gleitpreis. Der Beschluß des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes, der sich grundsätzlich für Festpreise aussprach, ist von der Tages- und Fachpresse durchweg als notwendiger Schritt zur wirtschaftlichen Gesundung sehr begrüßt worden. Andere bauwirtschaftliche Verbände haben sich dem Beschluß angeschlossen. Vor kurzem hat sich auch der zur Aufstellung eines Wirtschaftsprogrammes beim Reichsverband der deutschen Industrie eingesetzte Sonderausschuß für Bauwirtschaft in einer längeren Entschließung mit den Mißständen in der Bauwirtschaft: Gleitpreise und ihre Ursachen in der behördlichen Lohnpolitik und in der Bevorzugung zu niedriger, schlecht oder gar nicht durchkalkulierter Angebote bei öffentlichen Ausschreibungen befaßt. Die Resolution tritt für baldmögliche Rückkehr zu Festpreisen im Interesse der wirtschaftlichen Gesundung ein. Demgegenüber ist interessant, daß in einem von einem Vertreter des Handwerks geschriebenen Aufsatz über die Vorarbeiten zur neuen Reichsverdingungsordnung in der ,,Deutschen Bauzeitung" (Nr. 4) gefordert wird, der Passus des Entwurfs zur Reichsverdingungsordnung, der sich grundsätzlich für die Bevorzugung von Festpreisangeboten ausspricht, müsse fallen. Einerseits habe das Handwerk zwar selbst das größte Interesse, durch feste Preise allmählich zu einer Stabilität in unserer gesamten Wirtschaft zu kommen, andererseits aber sei es unbillig, vom Handwerk feste Preise zu verlangen, weil es keinen Einfluß auf alle die volkswirtschaftlichen Vorgänge habe, die Preisänderungen hervorrufen. (Vgl. dazu den Aufsatz: ,,Festpreise und Gleitpreise" S. 544 des Bauingenieur.)

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 13. August.)

2. Gesetz über Änderungen in der Unfallversicherung. (Berichtigung zu S. 633 des Bauingenieur.) Die Bestimmung über die Höchstgrenze von M. 8400 ist nicht so zu verstehen, wie von verschiedenen Seiten aus der nicht ganz klaren Fassung gefolgert wurde, daß die Mehrverdiener von der Versicherungspflicht gänzlich befreit sind, sondern sie sind lediglich für den M. 8400 übersteigenden Jahresverdienst nicht versicherungspflichtig.

Anmeldung des vom Kalenderjahre abweichenden Wirtschaftsjahres beim Finanzamt. Laut § 9 der Durchführungsbestimmungen zum Steuerüberleitungsgesetz sind verpflichtet diese Anmeldung bis zum 31. August 1925 beim zuständigen Finanzamt einzureichen, wenn sie für ein vom Kalenderjahr abweichendes Wirtschaftsjahr regelmäßige Abschlüsse machen: 1. Für die Einkommen-, Körperschaft- und Umsatzsteuer alle gewerbetreibenden Steuerpflichtigen und körperschaftssteuerpflichtige Erwerbsgesellschaften; 2. für die Umsatzsteuer allein auch offene Handelsgesellschaften, Kommanditgesellschaften und andere Unternehmungen ohne Rechtspersönlichkeit.

Weitere Bereitstellung von Staatsmitteln in Preußen. Au Grund verschiedener Gesetze (vgl. Pr. Ges.-Samml. S. 99 f.) werden bereitgestellt: Zur weiteren Förderung des Baues von Kleinbahnen 2 Mill. Mark; zur Fortsetzung von Landgewinnungsarbeiten an der Küste in Süderdithmarschen 900000 M. und für Landgewinnungsarbeiten an der Küste des Kreises Eiderstedt 1400000 M.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E.V., Berlin W 30, Nollendorfplatz 3.)

Der deutsche Eisenbahngütertarif, Teil I, Abtlg. B, wird zum 1. August 1925 neu herausgegeben, die bisherige Ausgabe vom 15. 4. 1924 nebst Nachträgen 1—4 wird am gleichen Tage aufgehoben Die Unterlagen sind zu beziehen durch: Vermittlung der Güterabfertigungen und Stationskassen, Auskunftsstellen, Verkehrs-, Regie- und Materialienbüros der Reichsbahn.

Ein Kursbuch für den Güterverkehr wurde von der Deutschen Reichsbahngesellschaft herausgegeben. Es kann zum Preise von 4 M. bei den obengenannten Stellen bezogen werden und dient der Feststellung der günstigsten Beförderungsgelegenheiten zwischen den wichtigsten deutschen Stationen.

Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Mitgeteilt vom Patentanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Deutschland. Der Beitritt des Deutschen Reiches zum Madrider Abkommen betreffend die Unterdrückung falscher Herkunftsangaben auf Waren ist am 29. April 1925 der Schweizerischen Regierung angezeigt und mit dem 12. Juni 1925 wirksam geworden.

Die Deutsche Verkehrsausstellung in München 1925, die Allgemeine Mustermesse in Leipzig vom 30. 8.—5. 9. 1925, die Technische Messe nebst Baumesse in Leipzig vom 30. 8.—9. 9. 1925 und die Ausstellung des Vereins Deutscher Werkzeugmaschinenfabriken, Leipzig, 17. 8.—19. 9. 1925, fallen unter das Gesetz vom 18. 3. 1904, betreffend den Schutz von Erfindungen, Mustern und Warenzeichen auf einer Ausstellung.

Frankreich. Es verlautet, daß auf Vorstellungen der französischen Industrie für Patente das Vorprüfungssystem eingeführt werden soll.

Holland. Bisher war es nicht statthaft, eine Hauptanmeldung in eine Zusatzanmeldung umzuwandeln. Nach einer Entscheidung des holländischen Patentamtes vom 30. Dezember 1924 ist dieser Standpunkt aufgegeben worden. Patentanmeldungen können nunmehr im Laufe des Prüfungsverfahrens in Zusatzanmeldungen umgewandelt werden.

Irland. Im Parlament des Irischen Freistaates liegt zurzeit ein Gesetzentwurf betreffend gewerblichen Rechtsschutz zur Beratung vor.

Portugal. Die Einfuhr von ausländischen Waren mit gesetzlich unzulässigen Fabrik- oder Handelsmarken ist verboten.

Spanien. Kgl. Dekret vom 17. Mai 1925. Bei Prioritätsanmeldungen werden jetzt Prioritätsbelege verlangt. Die Unterlagen für die spanische Anmeldung müssen genau dem Prioritätsbeleg entsprechen. Diese Belege können noch zwei Monate nach der Anmeldung eingereicht werden. Patente, die unter Beanspruchung einer Auslandspriorität angemeldet wurden, beginnen mit dem Prioritätstage. Für Gebührenzahlungen ist der Tag der Ausstellung der Urkunde maßgebend. Die dreijährige Frist zur Erbringung des Ausübungsnachweises endet an dem vor dem Tage der Ausfertigung der Urkunde liegenden Tage.

Uruguay. Dekret vom 17. April 1925. Im Ausland ansässige Personen, die in Uruguay eine Erfindung zum Patent anmelden, für die sie in ihrem Heimatsland kein Patent erhalten haben, müssen eine Erklärung ihrer Heimatsbehörde, für Deutschland des Reichspatentamtes, beibringen, daß die Erfindung dort nicht patentiert worden ist.

Berichtigung

zum Aufsatz Schmieder in Heft 14, Seite 503.

Herr Oberbaurat Dr. Ludwig Schmieder teilt der Schriftleitung mit, daß ihm in seinem Aufsatze ,,Heimatschutz und Neckarkanalisierung" vom 10. Juli 1925, Heft 14 unserer Zeitschrift, versehentlich die Mitteilung unterlaufen sei, daß Herr Oberbaurat Dr. Kupferschmid verstorben sei.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Eisenbeton, seine Berechnung und Gestaltung. Von Rudolf Saliger, Dr.-Ing., ord. Prof. an der Technischen Hochschule Wien usw. Fünfte neu bearbeitete und erweiterte Auflage, mit 480 Abb. und 137 Zahlentafeln. Verlag Alfred Kröner, Leipzig, 1925. Preis br. 24,—, geb. 26,— G.-M.

Das in fünfter Auflage vorliegende Werk des seit Beginn des Verbundbaus in diesem führend tätigen Verfassers ist so bekannt und in den Fachkreisen dank seines inneren Wertes so gut eingeführt, daß es einer besonderen Heraushebung und Empfehlung wohl kaum mehr bedarf. Einteilung und Aufbau der letzten Auflage sind im wesentlichen beibehalten, naturgemäß unter Einfügung von Erweiterungen und Verbesserungen, wie sie der stets vorwärts schreitende Betonbau, seine immer mehr ausgebaute theoretische Behandlung, neue Versuchsreihen mit ihren Ergebnissen, endlich die Aufschließung neuer Anwendungsgebiete und die Erweiterung alter verlangen. Das aus praktischer Erfahrung heraus verfaßte Werk gibt auf alle verschiedenartigen Fragen bestens Auskunft, möge es sich hierbei um die zum Verbundbau verwendeten Baustoffe, um ihre Vereinigung zum Verbunde, dessen Eigenart und Eigenschaften, oder um die theoretische Behandlung der Konstruktionselemente, um ihre wirtschaftliche Ausgestaltung und Zusammenfassung im Bau, um wissenschaftliche Versuche mit Platten, Balken, Säulen und deren Heranziehung für Theorie und Praxis, um Anwendungsformen im Hoch- und Ingenieurbau oder endlich um die Grundlagen der statischen Behandlung der im Verbundbau üblichen ebenen und Raumsysteme jeder Art handeln — alle diese vielgestaltigen Fragen bearbeitet der Verfasser in der ihm so besonders eigenen klaren und übersichtlichen Darstellungsart, ohne in die Gefahr des Allzuviel zu verfallen. Deshalb wird auch die fünfte Auflage die gleiche freundliche Aufnahme in den Fachkreisen und die ihr gebührende dankbare Anerkennnung finden.

M. F.

Detailing und Fabricating Structural Steel by F. W. Dencer. Mc.-Graw-Hill Book Company = Inc. New York, 370 seventh Avenue und London, 6 + 8 Bouverie Str., E. C. 4.

Das umfangreiche mit mehr als 300 Skizzen und Lichtbildern sowie zahlreichen Vordrucken und Tabellen ausgestattete Werk gibt eine vorzügliche, alle Einzelheiten gründlich behandelnde Darstellung der in den amerikanischen Eisenbauwerken gebräuchlichen Arbeitsweisen, soweit die Anfertigung der Werkstattzeichnungen und soweit die Werkstattarbeit in Frage kommen.

Die Einleitung zeigt in großen Zügen ein Bild des inneren Aufbaues der großen amerikanischen Brückenbauanstalten, insbesondere der American-Bridge Company; sie bespricht den Wirkungsbereich der einzelnen Abteilungen und geht kurz auf einige Fragen allgemeiner Natur, wie Entlohnung, Verträge usw. ein.

Bei der Erörterung der Arbeiten auf dem technischen Büro wird eingehend behandelt, welche Eigenschaften und Kenntnisse bei den Ingenieuren, Gruppenführern, Konstrukteuren und Zeichnern vorausgesetzt werden müssen und in welcher Weise die konstruktiven und zeichnerischen Arbeiten und die Verantwortung für die Richtigkeit derselben auf die verschiedenen Gruppen verteilt werden. Gerade diese Ausführungen, die sich mit dem Menschen befassen, verdienen besondere Aufmerksamkeit; beachtenswert und eigenartig sind die Richtlinien für die Gehaltsfestsetzung auf Grund der Vorbildung, der technischen Fähigkeiten und Kenntnisse, des Fleißes usw., diese Richtlinien geben ein Musterbeispiel der Systematik, mit welcher in Amerika die schwierigsten, die Beurteilung geistiger Leistungen betreffenden Probleme zur Lösung gebracht werden. Sehr ausführlich sind die Vorschriften über die Technik der zeichnerischen Darstellung, die Materialbestellung usw. sowie die Hinweise auf alle Maßnahmen, die zu einem Mindestmaß der Kosten für das technische Büro führen.

Bei der Besprechung der wichtigsten im Eisenbau verwandten Profile, zusammengesetzten Querschnitte, Anschlüsse, Nietverbindungen, Knotenblechausbildungen usw. sind die Eisenbauten in drei Hauptgruppen, Brücken, Hochhäuser und Werkstattgebäude, zusammengefaßt; in zahlreichen Skizzen sind die üblichen und wirtschaftlichsten Einzelheiten dargestellt. Sie geben einen Anhalt, in welcher Weise die Konstruktionseinzelheiten in Einklang mit den in der Werkstatt geübten Bearbeitungsmethoden zu bringen sind.

Im Anschluß wird der Schiffbau kurz gestreift (verschiedene amerikanische Eisenbauwerke befassen sich mit der Herstellung von Kähnen, Schuten usw.) und dann die Anfertigung schwerer Blecharbeiten, wie Öl- und Wasserbehälter, genieteter Rohrleitungen usw. in ausführlicher Form behandelt.

Bei der Besprechung der Werkstattarbeit sind die verschiedenen Arbeitsvorgänge, die Förderung der Baustoffe, die Anfertigung der Schablonen, das Lochen, das Ablängen, der Zusammenbau, das Aufreiben, das Nieten usw., sowie die verwendeten Maschinen, Werkzeuge und Einrichtungen geschildert. Zahlreiche Lichtbilder und Skizzen beleben die klare, auf alle, auch die kleinsten Einzelheiten eingehende Beschreibung; man gewinnt aus der Darstellung ein deutliches und vollkommenes Bild der amerikanischen Werkstattarbeit. Besondere Beachtung verdienen die Ausführungen über die Überwachung der Werkstattarbeit und die Prüfung der fertigen Konstruktionsteile, welche vor dem Aufbringen des Anstriches durch eigens hierzu bestellte Beamte stattfindet. Auch dem Rostschutz und der Verladung sind längere Erörterungen gewidmet.

Mit einer Aufzählung derjenigen Forderungen, die an das technische Büro und die Werkstatt gestellt werden müssen, um eine gute und wirtschaftliche Herstellung der Eisenkonstruktionen zu sichern, und einer Besprechung der am häufigsten auftretenden Fehler im Büro und in der Werkstatt und der Mittel, diese Fehler auszuschalten bzw. sie zu vermindern, schließt das Buch.

Als Anhang ist eine Einteilung der Eisenbauten nach Art, Gewicht, Stützweite usw. für die Zwecke der Preisbestimmung beigefügt.

Das Lesen des Werkes wird durch die im zweiten Anhang gegebene Erklärung der im amerikanischen Eisenbau üblichen Fachausdrücke wesentlich erleichtert.

Das Studium des Buches kann jedem entwerfenden und ausführenden Ingenieur des Eisenbaues nur warm empfohlen werden; wenn auch die Unterschiede der in Amerika und in Deutschland zu lösenden Aufgaben zu groß sind, um die amerikanischen Arbeitsweisen nach Deutschland verpflanzen zu können, so enthält das Buch doch sehr viele Einzelheiten, Anregungen und praktische Winke, die von größtem Nutzen sind. Man kann dem Verfasser nur dankbar sein, daß er den Schatz seiner reichen Erfahrungen in dieser offenen Art und Weise der Fachwelt zugängig macht; man darf das Buch, das eine umfassende Darstellung der Herstellung von Eisenkonstruktionen gibt, als das beste bezeichnen, das auf diesem Sondergebiete herausgegeben wurde; im deutschen Schrifttum ist kein gleichwertiges erschienen. Es ist dringend zu wünschen, daß eine Ausgabe in deutscher Sprache veröffentlicht, und daß ein die deutsche Werkstattechnik in dem gleichen Umfange und mit der gleichen Offenheit schilderndes Werk geschrieben wird. Schellewald, Dortmund.

(Die von Herrn Schellewald angeregte deutsche Übersetzung wird voraussichtlich in meinem Verlage erscheinen. Julius Springer.)

Fortschritte der Abwasserreinigung. Von Dr. E. Imhoff, Mit 69 Abb., 119 S. C. Heymann, Berlin 1925. G.-M. 3,60.

Dr. Imhoff gliedert seine Ausführungen in drei Hauptabschnitte. Er bespricht zunächst die Verfahren, die das Abwasser vom Schlamm befreien, unter Erörterung der Schlammbehandlung. Er berichtet u. a. über neue Abwassersiebe in Amerika, über neue Bauarten von Emscher-Brunnen, über Gasgewinnung aus Faulräumen und über Sickerbecken und sparsame Ortsentwässerung. Die lebhaft umstrittene Frage der unter- und nebengelagerten Faulräume (zweistöckige Absetzbecken oder völlig getrennte Schlammfaulräume) erfährt eine eingehende Darstellung, deren Ergebnissen ich mich anschließe. Vom Standpunkte der heute besonders bedeutsamen Frage der Verwertung städtischer Abfälle haben seine Ausführungen über die landwirtschaftliche Verwertung des Schlammes Anspruch auf besondere Beachtung. Im zweiten Abschnitt werden die Verfahren erörtert, die das Abwasser haltbar (fäulnisunfähig) machen. Hier sind die Auseinandersetzungen über den belebten Schlamm (Schlammaktivierung) und die Chlorung des Abwassers als Gebiet tatsächlicher Fortschritte der Abwasserreinigung von Wichtigkeit. Im dritten Abschnitt werden die Hauskläranlagen, die Leistung und Kosten der Abwasserreinigungsverfahren und die Verhältnisse im Ruhrtal hinsichtlich Trink- und Abwasser besprochen. Die Erörterungen über die Hauskläranlagen empfehle ich allen Beteiligten zur eingehenden Beachtung.

Wenn Dr. Imhoff mit seinem reichen Wissen und seinen umfänglichen Erfahrungen auf dem Gebiete der Abwasserreinigung mit einer Veröffentlichung hervortritt, so hat er zweifellos das Ohr aller, die hier Belehrung oder Anregung begehren, für sich. Auch das vorliegende Werk, von dem einzelne Teile bereits aus Zeitschriftenaufsätzen bekannt waren, verdient eingehende Würdigung. Verschiedene Teilabschnitte können allerdings unter dem Leitgedanken der Fortschritte der Abwasserreinigung keinen Anspruch auf allgemeine Gültigkeit erheben. Sickerbecken für häusliche Abwässer werden stets nur einen Behelf darstellen; Auflandung, Flußkläranlagen, Schlammteiche sind Maßnahmen, die den besonderen örtlichen Verhältnissen des rheinisch-westfälischen Industriegebietes entsprungen, aus der dortigen Not ums Abwasser geboren worden sind. Auch die Darstellungen der biologischen Körper, Rieselfelder und Bodenfilter, Fischteiche sowie der chemischen Klärung belehren uns nicht über Fortschritte der Abwasserreinigung. Als Leiter der größten Abwasserreinigungsanlage mit Riensch-Wurlschen Siebscheiben liegt mir daran festzustellen, daß bei Abwassersieben dieser Bauart keineswegs davon gesprochen werden kann, daß die Kanalwasserrückstände zerkleinert und durch die Sieböffnungen gedrückt werden. Unsere ausgedehnten Untersuchungen in dieser Richtung ergeben so geringe Mengen durchgedrückter Siebstoffe, daß die erwähnte Behauptung ernstlich nicht mehr aufrecht erhalten werden kann. Der Wirkungsgrad unserer Anlage ist übrigens erheblich größer als „bis zu 30 vH". Der Durchschnittswirkungsgrad unserer Scheiben liegt bei 41 vH, er ist für den Trockenwetterabfluß der Tagesstunden erheblich höher. Das sind Feststellungen, an welchen dem Verfasser mit Rücksicht auf seine Absichten hinsichtlich der Großkläranlage vor der Rheinmündung gelegen sein muß. Unter dem Vorwurfe der Fortschritte der Abwasserreinigung wäre die Auseinandersetzung mit der im Bau begriffenen Münchener Kläranlage (Bauart Dyckerhoff & Widmann) unbedingte Notwendigkeit gewesen, wie ich überhaupt gewünscht hätte, daß gegenüber dem heutigen Stande der Abwasserreinigung die tatsächlichen Fortschritte der Abwasserreinigung schärfer herausgearbeitet worden wären unter Betonung der Gesichtspunkte, die für die Fortschritte leitend waren.

Aber trotz alledem: die Imhoffsche Arbeit fesselt mit ihrer klaren und schlichten Darstellungen bis zuletzt. Für die Vermittlung amerikanischer und englischer Gesichtspunkte hat sie besondere Anerkennung zu beanspruchen. Heilmann, Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

„Ingenieurhilfe".

Die „Ingenieurhilfe", eine dem Verein deutscher Ingenieure angeschlossene Wohlfahrtsabteilung, hat mit der Deutschen Versicherungsstelle, Berlin W 35, Potsdamer Str. 119, ein Abkommen getroffen, wonach den Mitgliedern des V. D. I. beim Abschluß von Versicherungen aller Art (Lebens-, Unfall-, Haftpflicht-, Feuer-, Diebstahl-, Einbruch-, Transport-, Reisegepäckversicherung usw.) besondere Vergünstigungen gewährt werden. Die Versicherungsstelle hat sich damit einverstanden erklärt, daß die Vergünstigungen auch den Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen eingeräumt werden. Mitglieder, welche die Absicht haben, eine Versicherung abzuschließen, werden gebeten, diesbezügliche Anträge an die „Ingenieurhilfe", Berlin NW 7, Sommerstr. 4 a unter Angabe ihrer Mitgliednummer bei der G. f. B. einzusenden die dafür Sorge tragen wird, daß den Versicherungsnehmern Prämienangebote, die natürlich unverbindlich sind, zugehen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

. Jahrgang 28. August 1925 Heft 21

AUSWERTUNG DER MARCUSSCHEN FORMELN ZUR BERECHNUNG VIERSEITIG GELAGERTER PLATTEN.

Von Dipl.-Ing. O. Luetkens, Ingenieur in der Firma Franz Schlüter A.-G., Dortmund.

Im „Bauingenieur" Heft 20/21, Jahrgang 1924, veröffent-chte Herr Dr.-Ing. Marcus zur Berechnung vierseitig elagerter Platten neue vereinfachte Formeln, auf die den neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen hinge-iesen wird.

Die hiermit verbundenen Vorteile gegenüber der früheren echnungsart bedürfen nach den Ausführungen von Herrn r. Marcus keiner weiteren Erwähnung. Die Anwendung der ormeln verlangt aber einen beträchtlichen Zeitaufwand. eim einfachsten Fall einer vierseitig frei aufliegenden Platte fordert die Ermittlung des Größtmoments folgende Rech-ung:

Es seien l_x und l_y die Seitenlängen, p die gleichmäßig erteilte Belastung, dann ist

$$M_{x_{max}} = p_x \frac{l_x^2}{8} \nu_a$$

$$= p\, l_x^2 \frac{1}{8} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right).$$

Darin ist für ein bestimmtes Seitenverhältnis folgender usdruck konstant:

$$C = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right).$$

Wird eine ein- oder mehrseitige Einspannung angenommen, geben sich entsprechende Konstanten.

Um ein schnelles Rechnen zu ermöglichen, sind in den lgenden Tabellen diese Konstanten für die hier behandelten Fälle zusammengestellt. Hierbei sind die von Herrn Dr. arcus gewählten Bezeichnungen beibehalten.

I. Die ringsum frei aufliegende Platte.

$$p_x = p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}; \qquad p_y = p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

$$\nu_a = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = p_x \frac{l_x^2}{8} \nu_a = p\, l_x^2\, C_1;$$

$$M_{y_{max}} = p_y \frac{l_y^2}{8} \nu_a = p\, l_y^2\, C_2.$$

Darin ist:

$$C_1 = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right);$$

$$C_2 = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right)$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_1	C_2
0,50	0,00591	0,0946
0,55	0,00806	0,0881
0,60	0,0105	0,0813
0,65	0,0133	0,0744
0,70	0,0162	0,0676
0,75	0,0194	0,0604
0,80	0,0226	0,0551
0,85	0,0259	0,0496
0,90	0,0293	0,0447
0,95	0,0329	0,0403
1,00	0,0365	0,0365
0,95	0,0403	0,0329
0,90	0,0447	0,0293
0,85	0,0496	0,0259
0,80	0,0551	0,0226
0,75	0,0604	0,0194
0,70	0,0676	0,0162
0,65	0,0744	0,0133
0,60	0,0813	0,0105
0,55	0,0881	0,00806
0,50	0,0946	0,00591
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$		

II. Die ringsum eingeklemmte Platte

$$p_x = p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}; \qquad p_y = p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

$$\nu_b = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{p_x\, l_x^2}{24} \nu_b = p\, l_x^2\, C_3;$$

$$M_{y_{max}} = \frac{p_y\, l_y^2}{24} \nu_b = p\, l_y^2\, C_4.$$

Darin ist:

$$C_3 = \frac{1}{24} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right);$$

$$C_4 = \frac{1}{24} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right).$$

Einspannungsmomente:

$$M_{x_{min}} = -\frac{p_x\, l_x^2}{12\, \nu_b} = -p\, l_x^2\, C_5;$$

$$M_{y_{min}} = -\frac{p_y\, l_y^2}{12\, \nu_b} = -p\, l_y^2\, C_6.$$

Darin ist:

$$C_5 = \frac{1}{12} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \cdot \frac{1}{1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}};$$

$$C_6 = \frac{1}{12} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \cdot \frac{1}{1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}}.$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_3	C_4	C_5	C_6
0,50	0,00229	0,0367	0,00624	0,0839
0,55	0,00322	0,0352	0,00757	0,0827
0,60	0,00436	0,0336	0,0105	0,0809
0,65	0,00568	0,0318	0,0140	0,0785
0,70	0,00718	0,0299	0,0181	0,0755
0,75	0,00883	0,0279	0,0227	0,0718
0,80	0,0106	0,0258	0,0277	0,0677
0,85	0,0124	0,0238	0,0329	0,0631
0,90	0,0143	0,0217	0,0382	0,0582
0,95	0,0161	0,0198	0,0434	0,0533
1,00	0,0179	0,0179	0,0484	0,0484
0,95	0,0198	0,0161	0,0533	0,0434
0,90	0,0217	0,0143	0,0582	0,0382
0,85	0,0238	0,0124	0,0631	0,0329
0.80	0,0258	0,0106	0,0677	0,0277
0,75	0,0279	0,00883	0,0718	0,0227
0,70	0,0299	0,00718	0,0755	0,0181
0,65	0,0318	0,00568	0,0785	0,0140
0,60	0,0336	0,00436	0,0809	0,0105
0,55	0,0352	0,00322	0,0827	0,00757
0,50	0,0367	0,00229	0,0839	0,00624
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$				

III. Platten an drei Seiten frei aufliegend und an einem Rande fest eingeklemmt.

$$p_x = p\,\frac{5\, l_y^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}; \qquad p_y = p\,\frac{2\, l_x^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

$$\nu_c = 1 - \frac{75}{32} \cdot \frac{l_x^2}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}; \qquad \nu_c' = 1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{9}{128}\, p_x\, l_x^2\, \nu_c = p\, l_x^2\, C_7;$$

$$M_{y_{max}} = \frac{1}{8}\, p_y\, l_y^2\, \nu_c' = p\, l_y^2\, C_8.$$

Darin ist:

$$C_7 = \frac{9}{128} \cdot \frac{5\, l_y^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4} \left(1 - \frac{75}{32} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}\right);$$

$$C_8 = \frac{1}{8} \cdot \frac{2\, l_x^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4} \left(1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}\right).$$

Einspannungsmoment:

$$M_{x_r} = -\frac{1}{8}\, p_x\, l_x^2 = -p\, l_x^2\, C_9.$$

Darin ist:

$$C_9 = \frac{1}{8} \cdot \frac{5\, l_y^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_7	C_8	C_9
0,50	0,00709	0,0886	0,0169
0,55	0,00931	0,0809	0,0233
0,60	0,0117	0,0727	0,0306
0,65	0,0142	0,0654	0,0386
0,70	0,0169	0,0582	0,0469
0,75	0,0196	0,0515	0,0552
0,80	0,0224	0,0455	0,0632
0,85	0,0252	0,0401	0,0708
0,90	0,0280	0,0352	0,0777
0,95	0,0307	0,03097	0,0838
1,00	0,0334	0,0272	0,0893
0,95	0,0361	0,0237	0,0943
0,90	0,0393	0,0191	0,101
0,85	0,0419	0,0173	0,103
0,80	0,0448	0,0144	0,107
0,75	0,0478	0,0117	0,111
0,70	0,0507	0,00932	0,114
0,65	0,0535	0,00724	0,117
0,60	0,0561	0,00546	0,119
0,55	0,0586	0,00399	0,121
0,50	0,0608	0,00280	0,122
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$			

IV. Platten an zwei gegenüber liegenden Seiten frei aufliegend, an den beiden andern fest eingeklemmt.

$$p_x = p\,\frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}; \qquad p_y = p\,\frac{l_x^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

$$\nu_d = 1 - \frac{25}{18} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + 5\, l_y^4}; \qquad \nu_d' = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{1}{24}\, p_x\, l_x^2\, \nu_d = p\, l_x^2\, C_{10};$$

$$M_{y_{max}} = \frac{1}{8}\, p_y\, l_y^2\, \nu_d' = p\, l_y^2\, C_{11}.$$

Darin ist:

$$C_{10} = \frac{1}{24} \cdot \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} \left(1 - \frac{25}{18} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + 5\, l_y^4}\right);$$

$$C_{11} = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + 5\, l_y^4}\right).$$

Einspannungsmoment:

$$M_{x_r} = -\frac{1}{8}\, p_x\, l_x^2 = p\, l_x^2\, C_{12}.$$

Darin ist:

$$C_{12} = \frac{1}{8} \cdot \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}.$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{10}	C_{11}	C_{12}
0,50	0,00730	0,0801	0,0298
0,55	0,00931	0,0709	0,0392
0,60	0,0114	0,0620	0,0492
0,65	0,0136	0,0538	0,0590
0,70	0,0157	0,0463	0,0682
0,75	0,0179	0,0396	0,0766
0,80	0,0198	0,0338	0,0840
0,85	0,0218	0,0289	0,0904
0,90	0,0235	0,0246	0,0958
0,95	0,0252	0,0210	0,100
1,00	0,0267	0,0179	0,104
0,95	0,0281	0,0152	0,107
0,90	0,0295	0,0128	0,111
0,85	0,0309	0,0105	0,113
0,80	0,0322	0,00853	0,116
0,75	0,0334	0,00678	0,118
0,70	0,0346	0,00528	0,119
0,65	0,0357	0,00402	0,121
0,60	0,0367	0,00297	0,122
0,55	0,0375	0,00214	0,123
0,50	0,0383	0,00148	0,123
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$			

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{13}	C_{14}	C_{15}	C_{16}
0,50	0,00368	0,0589	0,00735	0,118
0,55	0,00513	0,0560	0,0105	0,113
0,60	0,00686	0,0529	0,0143	0,111
0,65	0,00886	0,0496	0,0189	0,106
0,70	0,0111	0,0462	0,0242	0,101
0,75	0,0135	0,0427	0,0300	0,0950
0,80	0,0161	0,0393	0,0363	0,0887
0,85	0,0187	0,0359	0,0429	0,0821
0,90	0,0215	0,0327	0,0495	0,0755
0,95	0,0242	0,0297	0,0561	0,0689
1,00	0,0269	0,0269	0,0625	0,0625
0,95	0,0297	0,0242	0,0689	0,0561
0,90	0,0327	0,0215	0,0755	0,0495
0,85	0,0359	0,0187	0,0821	0,0429
0,80	0,0393	0,01608	0,0887	0,0363
0,75	0,0427	0,0135	0,0950	0,0300
0,70	0,0462	0,0111	0,101	0,0242
0,65	0,0496	0,00886	0,106	0,0189
0,60	0,0529	0,00686	0,111	0,0143
0,55	0,0560	0,00513	0,113	0,0105
0,50	0,0589	0,00368	0,118	0,00735
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$				

V. Platten an zwei benachbarten Seiten frei aufliegend, an den beiden andern fest eingeklemmt.

$$p_x = p\,\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}; \qquad p_y = p\,\frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

$$v_e = 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{9}{128}\, p_x\, l_x^2\, v_e = p\, l_x^2\, C_{13};$$

$$M_{y_{max}} = \frac{9}{128}\, p_y\, l_y^2\, v_e = p\, l_y^2\, C_{14}.$$

Darin ist:

$$C_{13} = \frac{9}{128} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right);$$

$$C_{14} = \frac{9}{128} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \left(1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}\right).$$

Einspannungsmomente:

$$M_{x_r} = -\frac{1}{8}\, p_x\, l_x^2 = -p\, l_x^2\, C_{15};$$

$$M_{y_r} = -\frac{1}{8}\, p_y\, l_y^2 = -p\, l_y^2\, C_{16}.$$

Darin ist:

$$C_{15} = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4};$$

$$C_{16} = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

VI. Platten an drei Seiten eingeklemmt und an einem Rande frei aufliegend.

$$p_x = p\,\frac{2\, l_y^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4}; \qquad p_y = p\,\frac{l_x^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4}.$$

$$v_f = 1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + 2\, l_y^4}; \qquad v_f' = 1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + 2\, l_y^4}.$$

Feldmomente:

$$M_{x_{max}} = \frac{1}{24}\, p_x\, l_x^2\, v_f = p\, l_x^2\, C_{17};$$

$$M_{y_{max}} = \frac{9}{128}\, p_y\, l_y^2\, v_f' = p\, l_y^2\, C_{18}.$$

Darin ist:

$$C_{17} = \frac{1}{24} \cdot \frac{2\, l_y^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4} \left(1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + 2\, l_y^4}\right);$$

$$C_{18} = \frac{9}{128} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4} \left(1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + 2\, l_y^4}\right).$$

Einspannungsmomente:

$$M_{x_r} = -\frac{1}{12}\, p_x\, l_x^2 = -p\, l_x^2\, C_{19};$$

$$M_{y_r} = -\frac{1}{8}\, p_y\, l_y^2 = -p\, l_y^2\, C_{20}.$$

Darin ist:

$$C_{19} = \frac{1}{12} \cdot \frac{2\, l_y^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4};$$

$$C_{20} = \frac{1}{8} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + 2\, l_y^4}.$$

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{17}	C_{18}	C_{19}	C_{20}
0,50	0,00406	0,0560	0,00926	0,111
0,55	0,00553	0,0523	0,0129	0,106
0,60	0,00721	0,0483	0,0172	0,0993
0,65	0,00907	0,0443	0,0219	0,0921
0,70	0,0110	0,0401	0,0270	0,0844
0,75	0,0131	0,0361	0,0323	0,0766
0,80	0,0151	0,0323	0,0375	0,0687
0,85	0,0171	0,0287	0,0426	0,0612
0,90	0,0182	0,0263	0,0457	0,0565
0,95	0,0209	0,0224	0,0516	0,0475
1,00	0,0226	0,0198	0,0556	0,0417
0,95	0,0243	0,0173	0,0592	0,0362
0,90	0,0261	0,0149	0,0627	0,0309
0,85	0,0278	0,0126	0,0661	0,0259
0,80	0,0295	0,0105	0,0692	0,0212
0,75	0,0311	0,00851	0,0720	0,0171
0,70	0,0327	0,00676	0,0744	0,0134
0,65	0,0341	0,00524	0,0765	0,0102
0,60	0,0355	0,00394	0,0783	0,00761
0,55	0,0366	0,00287	0,0797	0,00547
0,50	0,0377	0,00201	0,0808	0,00379
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$				

Bei der Berechnung durchlaufender Platten gewähren die vorangegangenen Tabellen ebenfalls eine wesentliche Zeitersparnis. Es mögen daher die Marcusschen Formeln folgen, in denen die größtenteils oben schon errechneten Werte als Konstanten erscheinen.

Einreihige Platte.

Feldmomente:

Außenfelder A:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2}\right) v_c \frac{5\, l_y^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2}\, v_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_7 \pm \frac{p}{2}\, C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{1}{8} \left(g + \frac{p}{2}\right) v_c' \frac{2\, l_x^4}{2\, l_x^4 + 5\, l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2}\, v_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_8 \pm \frac{p}{2}\, C_2 \right].$$

Innenfelder J:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2}\right) v_d \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2}\, v_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{10} \pm \frac{p}{2}\, C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{1}{8} \left(g + \frac{p}{2}\right) v_d' \frac{l_x^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2}\, v_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{11} \pm \frac{p}{2}\, C_2 \right].$$

Stützenmomente:

$$M_a = -\frac{1}{10} (g + p)\, l_x^2 \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{21}.$$

Darin ist: $C_{21} = \frac{1}{10} \cdot \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}$.

$$M_b = -\frac{1}{12} (g + p)\, l_x^2 \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{22}.$$

Darin ist: $C_{22} = \frac{1}{12} \cdot \frac{5\, l_y^4}{l_x^4 + 5\, l_y^4}$.

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{21}	C_{22}
0,50	0,0238	0,0198
0,55	0,0314	0,0262
0,60	0,0393	0,0328
0,65	0,0472	0,0393
0,70	0,0546	0,0455
0,75	0,0613	0,0511
0,80	0,0672	0,0560
0,85	0,0723	0,0603
0,90	0,0766	0,0638
0,95	0,0803	0,0669
1,00	0,0833	0,0694
0,95	0,0860	0,0717
0,90	0,0884	0,0737
0,85	0,0905	0,0754
0,80	0,0924	0,0770
0,75	0,0940	0,0783
0,70	0,0954	0,0795
0,65	0,0966	0,0805
0,60	0,0975	0,0813
0,55	0,0982	0,0818
0,50	0,0988	0,823
$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$		

Mehrreihige Platte.

Feldmomente:

Endfeld E:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2}\right) v_e \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2}\, v_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{13} \pm \frac{p}{2}\, C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2}\right) v_e' \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2}\, v_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{14} \pm \frac{p}{2}\, C_2 \right].$$

Randfeld R:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_f \frac{2\,l_y^4}{l_x^4 + 2\,l_y^2} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{17} \pm \frac{p}{2} C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{9}{128} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_f' \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_{18} \pm \frac{p}{2} C_2 \right].$$

Mittelfeld M:

$$M_x = l_x^2 \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_b \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_x^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_3 \pm \frac{p}{2} C_1 \right];$$

$$M_y = l_y^2 \left[\frac{1}{24} \left(g + \frac{p}{2}\right) \nu_b' \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \pm \frac{1}{8} \cdot \frac{p}{2} \nu_a \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right]$$

$$= l_y^2 \left[\left(g + \frac{p}{2}\right) C_4 \pm \frac{p}{2} C_2 \right].$$

Stützenmomente:

$$M_a = -\frac{1}{10} (g + p)\, l_x^2 \frac{2\,l_y^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{23}$$

$$C_{23} = \frac{1}{10} \cdot \frac{2\,l_y^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4}.$$

$$M_b = -\frac{1}{12} (g + p)\, l_x^2 \frac{2\,l_y^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{24};$$

$$C_{24} = \frac{1}{12} \cdot \frac{2\,l_y^4}{l_x^4 + 2\,l_y^4}.$$

Die Stützenmomente in der y-Richtung erhält man durch Vertauschung der Bezeichnungen für l_x und l_y.

$\varrho = \frac{l_y}{l_x}$	C_{23}	C_{24}	C_{25}	C_{26}
0,50	0,0111	0,00925	0,00588	0,00490
0,55	0,0155	0,0129	0,00838	0,00698
0,60	0,0206	0,0172	0,0115	0,00956
0,65	0,0263	0,0219	0,0151	0,0126
0,70	0,0324	0,0270	0,0194	0,0162
0,75	0,0388	0,0323	0,0240	0,0200
0,80	0,0450	0,0375	0,0291	0,0243
0,85	0,0511	0,0426	0,0343	0,0286
0,90	0,0548	0,0457	0,0396	0,0330
0,95	0,0620	0,0517	0,0449	0,0374
1,00	0,0667	0,0556	0,0500	0,0417
0,95	0,0711	0,0593	0,0551	0,0459
0,90	0,0753	0,0628	0,0604	0,0503
0,85	0,0793	0,0661	0,0657	0,0548
0,80	0,0830	0,0692	0,0709	0,0591
0,75	0,0863	0,0719	0,0760	0,0633
0,70	0,0893	0,0744	0,0806	0,0672
0,65	0,0918	0,0765	0,0849	0,0708
0,60	0,0939	0,0783	0,0885	0,0738
0,55	0,0956	0,0797	0,0916	0,0763
0,50	0,0970	0,0808	0,0941	0,0784
$\varrho' = \frac{l_y}{l_x}$				

$$M_c = -\frac{1}{10} (g + p)\, l_x^2 \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{25};$$

$$C_{25} = \frac{1}{10} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

$$M_d = -\frac{1}{12} (g + p)\, l_x^2 \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = -(g + p)\, l_x^2\, C_{26};$$

$$C_{26} = \frac{1}{12} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Zur Ermittlung der Auflagerkräfte und Randdrillungsmomente für eine allseitig frei aufliegende Platte sind im folgenden wiederum die in den Marcusschen Formeln enthaltenen Konstanten zusammengestellt.

Es möge l_y die größere Seitenlänge, Q die Gesamtbelastung der Platte bezeichnen.

Bei gleichmäßigen Auflagerbedingungen beträgt angenähert der auf die einzelnen Ränder entfallende Lastanteil:

$$V_x = \frac{Q}{2} \left(1 - \frac{l_x}{2\,l_y}\right) = Q\, C_{27};$$

$$V_y = \frac{Q}{4} \cdot \frac{l_x}{l_y} = Q\, C_{28}.$$

Die zusätzlichen Randdrillungsmomente sind für den Fall freier Auflagerung:

$$\mu_{x_{max}} = \frac{Q\, l_y}{24} \cdot \frac{m}{m + 1} \nu_a \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$= \frac{5}{32} Q_i\, l_y = Q\, l_y\, C_{29};$$

$$\mu_{y_{max}} = \frac{Q\, l_x}{24} \cdot \frac{m}{m + 1} \nu_a \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$= \frac{5}{32} Q_i\, l_x = Q\, l_x\, C_{29}.$$

Darin bedeutet Q_i die Randbelastung, welche den Randdrillungsmomenten entspräche:

$$Q_i = \frac{4}{15} Q \frac{m}{m + 1} \nu_a \frac{l_x^2\, l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$= Q\, C_{30} \quad (m = {}^{10}/_3).$$

Die Gesamtauflagerkräfte betragen dann für den Fall freier Auflagerung:

$$A_x = V_x + Q_i = Q\, C_{31};$$

$$A_y = V_y + Q_i = Q\, C_{32}.$$

$\varrho' = \frac{l_x}{l_y}$	C_{27}	C_{28}	C_{29}	C_{30}	C_{31}	C_{32}
0,50	0,375	0,125	0,00606	0,0388	0,4138	0,1638
0,55	0,3625	0,1375	0,00683	0,0437	0,4062	0,1812
0,60	0,350	0,150	0,00750	0,0480	0,3980	0,1980
0,65	0,3375	0,1625	0,00806	0,0516	0,3891	0,2141
0,70	0,325	0,175	0,00850	0,0544	0,3794	0,2294
0,75	0,3125	0,1875	0,00881	0,0564	0,3689	0,2439
0,80	0,300	0,200	0,00905	0,0579	0,3579	0,2579
0,85	0,2875	0,2125	0,00920	0,0589	0,3464	0,2714
0,90	0,275	0,225	0,00928	0,0594	0,3344	0,2844
0,95	0,2625	0,2375	0,00933	0,0597	0,3222	0,2972
1,00	0,250	0,250	0,00934	0,0598	0,3098	0,3098

ÜBER DEN BAU DES NEUEN TUNNELS UNTER DEM HUDSONFLUSS ZWISCHEN NEW YORK UND JERSEY (VEHICULAR TUNNEL).

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht. Entscheidung zwischen Hochbrücke und Tunnel. Name des Bauwerks und Bauleitung. Lage und Abmessungen. Beschaffenheit des Baugrundes und Festlegung des Projekts. Bauart und Querschnitt. Luftzufuhr und Entlüftung. Beleuchtung und Entwässerung. Bauzeit und Ausführungskosten. Schlußbemerkung.

Im Jahre 1918 wurde eine Kommission eingesetzt, deren Aufgabe es war, zu prüfen, ob man zur Behebung der Schwierigkeiten, die in der Bewältigung des Verkehrs zwischen New York und Jersey bestehen, eine Brücke über den Hudsonfluß oder einen Tunnel unter seinem Bett bauen sollte. Die Entscheidung fiel nach eingehender Erwägung aller Umstände und Aufstellung vergleichender Kostenanschläge zugunsten eines Tunnels. Für einen Tunnelbau wurden in der Folge im ganzen acht Entwürfe aufgestellt, von denen der Entwurf vier als der beste und zweckmäßigste der Ausführung zugrunde gelegt wurde. Mit Bezug auf die Annahmen für den mutmaßlichen zukünftigen Verkehr gingen die Meinungen sehr weit auseinander. Zählungen der Fuhrwerke, die zwischen den beiden Städten verkehren, und die jetzt gezwungen sind, die Fährboote zu benutzen, gaben einen nur unvollkommenen Anhaltspunkt für den Verkehr der Zukunft. Es wurde schließlich angenommen, daß der Verkehr vom Eröffnungsjahr bis 1943 von 5,6 auf 23 Millionen Straßenfuhrwerke im Jahr und in beiden Richtungen steigen wird.

Nach sorgfältiger Untersuchung des Baugrundes und nach konstruktiver Festlegung der wesentlichsten Einzelheiten der Ausführungsart wurde im Jahre 1919 mit dem Bau begonnen. Der Tunnel, der den Namen „Vehicular Tunnel" erhielt, wird etwa 2800 m lang; er soll lediglich dem Straßenverkehr und von diesem vorzugsweise dem Wagenverkehr dienen. Fußgängerverkehr soll er nur in sehr beschränktem Umfange aufnehmen, weshalb er verhältnismäßig schmale Fußwege (0,61 m) erhält. Der Name „Vehicular Tunnel" bezeichnet die Hauptart seines Verkehrs. Daneben führt der Tunnel nach dem Namen seines Erbauers, des Chefingenieurs Clifford M. Holland, öffentlich und im Volksmunde die Bezeichnung „The Holland Tunnel". In den Vereinigten Staaten von Nordamerika wird nämlich schon lange anerkannt, daß der Techniker die führende Stellung im Wirtschaftsleben in der Tat einnimmt und daß ihm entsprechende Ehre gebührt. Der Ingenieur ist mit Bezug auf die Einschätzung seiner Leistungen durch die öffentliche Meinung dem Architekten gegenüber vielfach sehr im Nachteil. Seine Bauten — mit Ausnahme vielleicht von großen, weitgespannten Brücken, Eisenbahnen im Hochgebirge, sowie bedeutenden Schleusen und Schiffshebewerken — sehen, wenn sie fertiggestellt sind, so einfach und selbstverständlich aus, daß sie leicht übersehen werden, während ein Monumentalgebäude jedem ins Auge fällt. Und dabei erfordern gerade die Ingenieurbauten meistens ungeheuere technische Leistungen und setzen ein besonders großes Maß von wissenschaftlicher Arbeit voraus. Ein Bau, wie der Holland Tunnel, ist eine Glanzleistung erhabener Ingenieurkunst; er stellt aber, wenn er fertig ist, nur einen einfach erscheinenden Hohlraum dar, den man mal vielleicht flüchtig betrachtet, wenn man mit dem bequemen Auto hindurchfährt.

Der „Vehicular Tunnel" oder „Holland Tunnel" besteht aus zwei kreisrunden Rohren, eins für den westwärts gerichteten und eins für den ostwärts gerichteten Verkehr. Jedes Rohr erhält etwa 9 m äußeren Durchmesser, während für den Lichtraumquerschnitt ein Durchmesser von etwa 7,78 m vorgesehen ist. Die Wanddicke beträgt daher etwa 61 cm. Das Tunnelrohr für den westwärts gerichteten Verkehr beginnt in New York in der Broome Street, schließt mit einem Bogen an die Spring Street, verläuft unter dieser und unter dem Pier Nr. 35 durch das Bett des Hudsonflusses nach der Stadt Jersey, wo es in der Fourteenth Street seine Ausmündung findet. Das Rohr für den ostwärts gerichteten Verkehr geht in Jersey von der Twelfth Street aus, verläuft unter dem Hafengebiet und unter dem Hudsonfluß ungefähr in gleicher Tiefe und parallel mit dem erstgenannten Rohr und tritt in New York in der Vestry Street, Ecke Canal Street, zutage. Die Entfernung der beiden Rohre voneinander beträgt unter den beiderseitigen Hafengebieten und unter dem Flußbett, von Mitte zu Mitte gemessen, etwa 13,5 m.

Aus dem Lageplan, Abb. 1, der auch einen Längsschnitt enthält, sind die Lagen der beiden Tunnelrohre und ihre Gefällverhältnisse ersichtlich. Die Tunnelsohle liegt an ihrer tiefsten Stelle mit der Unterkante etwa 31,80 m unter dem Hochwasserspiegel. Die Überdeckung ist sehr verschieden dick. Im Durchschnitt liegt über den Tunnelrohren eine Erdschicht von etwa 5 m Dicke. Nach dem Ergebnis vieler Bohrungen und geologischer Untersuchungen besteht der Baugrund fast auf der gesamten Länge des Tunnels aus jüngeren Formationen. Sein Hauptbestandteil ist Sand von ziemlich feinem Korn und dichter Beschaffenheit. Nur an einer Stelle, auf der New York zugekehrten Seite des Flusses, muß der Tunnel durch eine Wellenkuppe des Grundfelsens hindurchgetrieben werden (vgl. Längsschnitt auf Abb. 1). Die größte Steigung im Rohre beträgt für den Verkehr von New York nach Jersey 3 vH (etwa 1 : 33), während im anderen Rohr eine noch etwas größere Steigung, nämlich 3,80 vH (etwa 1 : 26), vorhanden ist. Diese Größtsteigung im Bauwerk ist aber verhältnismäßig kurz, sie erstreckt sich nur vom Portal bis zu der Stelle, wo die Tunnelsohle die Straßenhöhe auf der New-Yorker Seite erreicht. Hierbei handelt es sich um Steigungen, die sich der Fahrrichtung entgegenstellen. Das Gefälle in der Fahrrichtung, das dem Verkehr nicht hinderlich ist, erreicht an einer Stelle, in der Einfahrt auf der New-Yorker Seite, das Maß von 4,03 vH (etwa 1 : 25).

Infolge der Art und Zusammensetzung des Baugrundes entschloß man sich zur Anwendung der Schildvortriebbauweise, wie sie aus Abb. 2 ersichtlich ist. Die Erfahrungen, die man mit dieser Bauweise s. Zt. bei der Ausführung des fast gleichgroßen Rotherhithe Tunnels in London gesammelt hatte, und die Tatsache, daß der Baugrund an beiden Orten fast der gleiche ist, gaben bei der Wahl der Ausführungsart den Ausschlag. Die Tunnelrohre bestehen an ihrer Außenseite aus eisernen Segmentringstücken, die an allen vier Seiten mit breiten Flanschen versehen sind und mit versetzten Fugen, also im Verband, aneinander geschraubt werden. Jeder Ring besteht aus 14 rechteckigen Segmentteilen von je 0,76 m Länge, in der Tunnelrichtung gemessen, und 1,83 m Breite, sowie aus einem Paßstück, das im Scheitel eingefügt wird. Die Ringe werden an jeder Stoßfuge mit 84 Schraubbolzen von 4,45 cm Durchmesser an den benachbarten Ring angeschlossen, während in den Lagerfugen jedes Ringes zusammen 75 Schraubbolzen gleichen Durchmessers die Verbindung bewirken. Die hierdurch entstehende, kassettenförmige Wandung wird alsdann mit Beton ausgekleidet. Der Tunnelquerschnitt, Abb. 3, zeigt die Ausführungsart. Jedes Tunnelrohr erhält eine Fahrbahn von 6,10 m Breite zwischen den Bordkanten und einen Fußweg von 61 cm Breite auf der linken Seite, von der Fahrrichtung aus gesehen.

Abb. 1. Lageplan und Längsschnitt.

Eine neue Ausführung ist mit Bezug auf Vorkehrungen für die Zufuhr frischer Luft und für die Absaugung der verbrauchten Luft gewählt worden, wie sie in dieser Art bis jetzt noch nicht versucht wurde. Dieses System ist erst nach erschöpfenden experimentellen Versuchen der verschiedenen Phasen des Problems an Modellen endgültig angenommen worden und wird nach übereinstimmender Ansicht aller Sachverständigen, die mitgewirkt haben, voraussichtlich sehr zufriedenstellend arbeiten. Der Entwurf sieht die Einführung von frischer Luft durch den Raum, der unter der Fahrbahn liegt, vor. Von diesem durchgehenden Raum führen Leitungsrohre seitlich durch die Wandung in den darüberliegenden Hauptraum hinein. In der Höhe von 4,12 m über der Fahrbahn ist eine mit vielen Ventilationsöffnungen versehene Eisenbetondecke eingezogen, wodurch zwischen dieser und dem Tunnelgewölbe ein Raum entsteht, in welchem durch elektrisch angetriebene Exhaustoren dauernd ein schwaches Vacuum erzeugt wird, das die verbrauchte Luft aus dem Hauptraum aufsaugt und durch vier große Ventilationsschächte (s. Abb. 1) abführt. In diesen Schächten sind neben Leitungen für den Auspuff auch solche für die Zufuhr frischer Luft vorhanden. Es ist angenommen worden, daß ungefähr 120000 m³ frischer Luft in der Minute zugeführt werden müssen. Zu diesem Zwecke sollen im ganzen 84 aus Exhaustor und Kompressor bestehende Einheiten an verschiedenen Stellen im Tunnel aufgestellt werden, von denen zwei Drittel für die Ventilation notwendig sind, während der Rest als Reserve dienen soll.

Zur Beleuchtung der beiden Tunnelrohre werden im ganzen 350 elektrische Lampen von je 100 Watt Stromverbrauch, d. h. etwa 100 Kerzen Lichtstärke, in einer mittleren Entfernung von etwa 6 m voneinander an der Tunneldecke angebracht, die ihr Licht mittelbar über den Raum ausstrahlen, so

Abb. 2. Schildvortrieb.

daß eine gleichmäßige, nicht blendende und daher angenehme Beleuchtung entsteht. Die Entwässerung soll mittels selbsttätiger elektrischer Pumpen bewirkt werden. Zu diesem Zwecke werden Pumpensümpfe angelegt, aus denen das Wasser ausgepumpt und durch Druckrohre der Kanalisation zugeführt wird. Die Kosten der Ausrüstung mit Ventilation, Beleuchtung und Entwässerung sind allein auf etwa 0,705 Millionen Dollar veranschlagt worden. Zu beiden Seiten der Fahrbahnen werden Rohre in die Tunnelwandungen eingebaut, die dazu dienen sollen, Leitungen aufzunehmen, die zwischen New York und Jersey verlegt werden sollen.

Ursprünglich war angenommen worden, daß der Bau innerhalb des Zeitraums von drei Jahren fertiggestellt werden könnte. Infolge der zeitraubenden Vorbereitungen, der schwierigen, mit Bezug auf die Bemessung der Zeit der Ausführung schwer zu veranschlagenden Bauweise, und schließlich infolge der Notwendigkeit, unter dem Pierkopf auf der New-Yorker Seite etwa 60 000 m^3 Fels unter Wasser zu sprengen und bis zur Tiefe der Tunnelsohle fortzuschaffen, verzögerte sich der Bau so sehr, daß voraussichtlich erst im Frühjahr 1927 mit der Freigabe des Tunnels für den öffentlichen Verkehr gerechnet werden kann. Die Baukosten waren ursprünglich zu etwa 28,7 Millionen Dollar veranschlagt worden. Es stellte sich aber sehr bald heraus, daß mit dieser Summe nicht auszukommen ist. Steigerungen der Löhne und der Baustoffpreise, sowie sehr erheblich erhöhte Ausgaben für unvorhergesehene Arbeiten und Beschaffungen führten zu bedeutenden Nachforderungen. Nach dem neuesten Revisionsanschlag werden die Gesamtkosten dieses gewaltigen Baues auf etwa 42 Millionen Dollar geschätzt. Es trifft also nicht zu, daß Termin- und Baukostenüberschreitungen nur in Deutschland gang und gäbe sind; sie kommen in gleichem Maße in anderen Ländern vor, auch in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, in diesem Lande der unbegrenzten Möglichkeiten.

Abb. 3. Tunnelquerschnitt.

Bei der Bearbeitung dieses Aufsatzes sind Originalberichte der „New Jersey Interstate Bridge and Tunnel Commission" benutzt worden, die mir vom Chefingenieur des Unternehmens, Herrn Singstad, gütig zur Verfügung gestellt wurden.

Nachtrag. Aus dem letzten Bericht der „New Jersey Interstate Bridge and Tunnel Commission" vom 2. Januar 1925, der mir erst nach Abfassung des vorstehenden Aufsatzes zugesandt wurde, ist ersichtlich, daß der Schöpfer und erste Chefingenieur des „Holland Tunnels", Herr Clifford Milburn Holland, am 27. Oktober 1924 aus dem Leben geschieden ist. Jung an Jahren — er starb im 41. Lebensjahr —, hat er sich doch durch seine Bauten Denkmäler gesetzt, die dem irdischen Leben dieses großen Ingenieurs bleibenden Bestand verleihen

---

ZUR THEORIE STEIF BEWEHRTER GEWÖLBE.

Von Privat-Dozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag.

(Fortsetzung von S. 638.)

Für die äußere Belastung (Wölbgewicht) stellt sich der Rechnungsgang ganz ähnlich dar. Ist g_0 das Gewicht des Bogens im Scheitel, g_1 das im Kämpfer, beide auf den laufenden m bezogen, so wird für viele Fälle eine parabolische Veränderlichkeit für g_x den tatsächlichen Verhältnissen recht gut entsprechen, und es ist dann:

$$g_x = g_0 + \frac{4(g_1 - g_0)}{l^2} x^2 \quad \ldots\ldots\ldots (15$$

Der Baustoffverteilung des Dreigelenkbogens paßt sich allerdings die parabolische Veränderlichkeit von g_x nur schlecht an; in diesem Falle wäre es zweckentsprechender, für g_x folgenden Ansatz zu machen:

$$g_x = g_0 + c_1 x^2 + c_2 x^4 \quad \ldots\ldots\ldots (15a$$

und die Konstanten c_1 und c_2 so zu bestimmen, daß für $x = n\lambda$, $g_x = g_1$ und für $x = m\lambda$, $g_x = g_m$ dem Wölbegewicht im Bogenviertel gleich ist; die Rechnung gestaltet sich naturgemäß etwas umfangreicher, eine grundsätzliche Erschwerung der Aufgabe tritt jedoch nicht ein. Mit dem parabolischen Ansatze (15) ist der Momentenverlauf des Balkenträgers von der Stützweite $l = 2n\lambda$ bestimmt durch die Lösung der bekannten Differentialgleichung:

$$\frac{d^2\mathfrak{M}}{dx^2} = -g_x = -g_0 - \frac{4(g_1 - g_0)}{l^2} x^2$$

mit den Randwerten $\mathfrak{M} = 0$ für $x = \pm n\lambda$; man erhält:

$$\mathfrak{M} = a_0 + a_1 x^2 + a_2 x^4 \quad \ldots\ldots\ldots (16$$

dabei bedeutet:

$$a_0 = \frac{5g_0 + g_1}{48} l^2$$

$$a_1 = -\frac{g_0}{2}$$

$$a_2 = -\frac{g_1 - g_0}{3l^2}$$

[F]ührt man in (16) wiederum $x = \nu\lambda + \xi$ ein, so bekommt man:

$$[\mathfrak{M}] = a_0 + a_1(\nu\lambda+\xi)^2 + a_2(\nu\lambda+\xi)^4$$

$$= \mathfrak{M}_\nu + \xi\cdot 2\nu\lambda(a_1 + 2a_2\nu^2\lambda^2) + \xi^2(a_1+6a_2\nu^2\lambda^2) + \xi^3\cdot 4a_2\nu\lambda + a_2\xi^4 \qquad (16a$$

Abb. 6.

Für $\xi = 0$ liefert dieser Ausdruck $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_\nu$ den Wert $\mathfrak{M}$ an der Stelle ν, für $\xi = \lambda$, $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{\nu+1}$, den Wert $\mathfrak{M}$ an der Stelle $(\nu+1)$.

Aus dieser Form für $\mathfrak{M}$ läßt sich wieder leicht der Momentenverlauf am statisch bestimmten Grundsystem, der unnachgiebig gestützten Gelenkskette, ableiten. Bezeichnet man das Moment derselben mit μ, so ergibt sich auf Grund der Abb. 6 im $(\nu+1)$ten Kettengliede

$$\mu_{\nu+1} = \mathfrak{M} - \overline{\mathfrak{M}} \quad \ldots\ldots (18$$

[wo]bei ist $\overline{\mathfrak{M}} = \mathfrak{M}_\nu + \xi\lambda\,[a_1(2\nu+1) + a_2\lambda^2(4\nu^3+6\nu^2+4\nu+1)]$

[so]mit $\mu_{\nu+1} = b_1\xi + b_2\xi^2 + b_3\xi^3 + b_4\xi^4 \quad \ldots\ldots (19$

[w]enn

$$b_1 = -\lambda\,[a_1 + a_2\lambda^2(6\nu^2+4\nu+1)]$$
$$b_2 = a_1 + 6a_2\nu^2\lambda^2$$
$$b_3 = 4a_2\nu\lambda$$
$$b_4 = a_2$$

[A]us dem Ausdrucke für μ bekommt man leicht in bekannter [W]eise die Auflagerdrücke der einzelnen belasteten Ketten[gl]ieder auf die Joche; es ergibt sich für das $(\nu+1)$te Glied der [G]elenkskette:

$$\left.\begin{array}{l}\mathfrak{A}_{\nu+1} = -\lambda\,[a_1 + a_2\lambda^2(6\nu^2+8\nu+3)]\\ \mathfrak{B}_{\nu+1} = -\lambda\,[a_1 + a_2\lambda^2(6\nu^2+4\nu+1)]\end{array}\right\} \quad \ldots\ldots (17$$

Nun berechnet sich:

$$E\,\tau^b_{\nu+1,m} = \int_0^\lambda \mu_{\nu+1}\left(1-\frac{\xi}{\lambda}\right)d\xi = -\frac{a_1\lambda^3}{12} - \frac{a_2\lambda^5}{6}\left(3\nu^2 + \frac{14}{5}\nu + \frac{4}{5}\right)$$

$$E\,\tau^a_{\nu+1,m} = \int_0^\lambda \mu_{\nu+1}\frac{\xi}{\lambda}\,d\xi = -\frac{a_1\lambda^3}{12} - \frac{a_2\lambda^5}{6}\left(3\nu^2 + \frac{16}{5}\nu + 1\right)$$

[D]a auf die Formänderungsteile, hervorgerufen durch die Längs[k]räfte, bei Einhaltung der notwendigen Genauigkeit ohne [w]eiteres verzichtet werden kann; damit lautet das Belastungs[gl]ied der ν-ten Elastizitätsgleichung:

$$\varkappa E\,(\tau^b_{\nu+1,m} + \tau^a_{\nu m}) = -\frac{a_1\lambda^3}{6} - \frac{a_2\lambda^5}{6}\left(6\nu^2 + \frac{8}{5}\right)$$

$$= -a_2\lambda^5\nu^2 - \frac{\lambda^3}{6}\left(a_1 + \frac{8}{5}a_2\lambda^2\right)$$

[u]nd die ν-te Gleichung selbst mit den unbekannten Stütz[m]omenten X_ν:

$$X_{\nu-1} + 4X_\nu + X_{\nu+1} = \alpha_1\nu^2 + \alpha_2 \quad \ldots\ldots (20$$

[u]nd

$$\alpha_1 = -\frac{g_1-g_0}{2n^2}\lambda^2$$

$$\alpha_2 = -\frac{1}{2}\left[g_0 + \frac{4(g_1-g_0)}{15n^2}\right]\lambda^2$$

[G]leichung (20) stellt wiederum eine Differenzengleichung vor, [d]ie als solche von der Form:

$$\Delta^2 X_\nu + 6X_\nu = \alpha_1\nu^2 + \alpha_2$$

ist und deren Lösung sich zusammensetzt aus einem partikulären Integral und der Lösung der zugehörigen homogenen Differenzengleichung $\Delta^2 X_\nu + 6X_\nu = 0$; ein partikuläres Integral ergibt sich mit:

$$X'_\nu = \bar{\alpha}_1\nu^2 + \bar{\alpha}_2$$

und durch Einsetzen und Vergleichung der Beiwerte gleicher Potenzen von ν bekommt man:

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{\alpha_1}{6}$$

$$\bar{\alpha}_2 = \frac{1}{6}\left(\alpha_2 - \frac{\alpha_1}{3}\right)$$

Folglich ist:

$$X_\nu = \bar{\alpha}_1\nu^2 + \bar{\alpha}_2 + (-1)^\nu C_1\,\mathfrak{Cof}\,\nu\varphi + (-1)^\nu C_2\,\mathfrak{Sin}\,\nu\varphi$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten sind die Randwerte der Reihe der X_ν wie früher zu berücksichtigen; mit $X_n = 0$ und dem vorläufig unbekannten Randwerte X_r lauten die Konstantenbedingungen:

$$0 = \bar{\alpha}_1 n^2 + \bar{\alpha}_2 + (-1)^n C_1\,\mathfrak{Cof}\,n\varphi + (-1)^n C_2\,\mathfrak{Sin}\,n\varphi$$

$$X_r = \bar{\alpha}_1 r^2 + \bar{\alpha}_2 + (-1)^r C_1\,\mathfrak{Cof}\,r\varphi + (-1)^r C_2\,\mathfrak{Sin}\,r\varphi$$

Daraus ist

$$C_1 = (-1)^r\frac{\mathfrak{Sin}\,n\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\left\{X_r - \bar{\alpha}_1\left[r^2 - (-1)^{n-r}n^2\frac{\mathfrak{Sin}\,r\varphi}{\mathfrak{Sin}\,n\varphi}\right] - \bar{\alpha}_2\left[1 - (-1)^{n-r}\frac{\mathfrak{Sin}\,r\varphi}{\mathfrak{Sin}\,n\varphi}\right]\right\}$$

$$C_2 = -(-1)^r\frac{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\left\{X_r - \bar{\alpha}_1\left[r^2 - (-1)^{n-r}n^2\frac{\mathfrak{Cof}\,r\varphi}{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}\right] - \bar{\alpha}_2\left[1 - (-1)^{n-r}\frac{\mathfrak{Cof}\,r\varphi}{\mathfrak{Cof}\,n\varphi}\right]\right\}$$

und schließlich ergibt sich als endgültige Lösung:

$$\left.\begin{array}{l}X_\nu = \bar{\alpha}_1\nu^2 + \bar{\alpha}_2 - (-1)^{\nu-r}(\bar{\alpha}_1 r^2 + \bar{\alpha}_2)\dfrac{\mathfrak{Sin}\,(n-\nu)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\\ \quad - (-1)^{\nu+n}(\bar{\alpha}_1 n^2 + \bar{\alpha}_2)\dfrac{\mathfrak{Sin}\,(\nu-r)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\\ \quad + (-1)^{\nu+r}X_r\dfrac{\mathfrak{Sin}\,(n-\nu)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r)\varphi}\end{array}\right\} \quad \ldots\ldots (21$$

Für $\nu = n$ muß sich natürlich $X_n = 0$ und für $\nu = r$ der andere Randwert X_r ergeben. Zur Berechnung dieses noch unbekannten Randwertes X_r dient wieder die von der übrigen abweichend gebaute Clapeyronsche Gleichung für die r-te Mittelstütze. Bei Vollbelastung ergibt sich für das ν-te Glied der Kette das Moment μ_r mit

$$\mu_r = \mathfrak{M} - \mathfrak{M}_r = a_1(x^2 - r^2\lambda^2) + a_2(x^4 - r^4\lambda^4)$$

infolge $X_r = 1$ ist $m_{rr} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{x}{r\lambda}\right)$

und damit bekommt man:

$$\varkappa E\,\tau^a_{rm} = \frac{1}{2}\int_{-r\lambda}^{r\lambda}[a_1(x^2 - r^2\lambda^2) + a_2(x^4 - r^4\lambda^4)]\left(1 + \frac{x}{r\lambda}\right)dx$$

$$= -r^3\lambda^3\left(\frac{2}{3}a_1 + \frac{4}{5}a_2 r^2\lambda^2\right)$$

$$\varkappa E\,(\tau^a_{rm} + \tau^b_{r+1\,m}) = -\frac{a_1\lambda^3}{12}(1 + 8r^3) - \frac{a_2\lambda^5}{6}\left[r\left(3r + \frac{14}{5}\right) + \frac{4}{5}(6r^5 + 1)\right]$$

und es lautet die Bestimmungsgleichung für X_r:

$$X_{r+1} + 2(3r+1)X_r = \frac{a_1\lambda^2}{2}(1 + 8r^3) + a_2\lambda^4\left[r\left(3r + \frac{14}{5}\right) + \frac{4}{5}(6r^5 + 1)\right] \quad \ldots (20a$$

Zusammen mit der Lösung X_ν für $\nu = r + 1$ erhält man zwei Gleichungen zwischen den Unbekannten X_r und X_{r+1}, die dieselben eindeutig festlegen.

Erfahrungsgemäß ergibt sich bei größerer Mittelöffnung und Vollbelastung ein Gewölbeschub, der dem bei voller Anhängung des Wölbgewichtes an den Eisenbogen ziemlich nahe kommt; eine Verringerung der Spannweite der Mittelöffnung führt unter sonst gleichen Verhältnissen zu keiner Herabsetzung desselben, weil sich mit der Spannweite auch die Pfeilhöhe, von der r-ten Stütze ausgemessen, verringert. Diese große Längskraft im Eisenbogen hat zur Folge, daß das Aufstellgerüst, abgesehen von der r-ten Stütze, gar nicht oder doch nur ganz geringfügig belastet wird, daß sich der Bogen durch Aufbringen des Gewichtes für die Scheitellamellen vom Lehrgerüst abhebt, sich sozusagen von selbst ausrüstet; da Zugkräfte an den Stützen nicht aufgenommen werden können, bildet sich im wesentlichen wieder jener Spannungszustand im Eisenbogen heraus, der voller Anhängung entspricht. Um die Längskraft herabzusetzen, hat man nur noch die Möglichkeit, die größere Mittelöffnung teilweise zu belasten, wie in Abb. 7 angedeutet ist. Auf Grund des früher angenommenen Belastungsgesetzes berechnet sich

Abb. 7.

$$g_r = g_0 + (g_1 - g_0)\left(\frac{r}{n}\right)^2$$

und es ist das Balkenmoment im r-ten Kettengliede für $0 < x < (r - m)\,\lambda$:

$$\mu_r = \frac{1}{2}\,g_0 m^2 \lambda^2 \left\{1 + \frac{g_r - g_0}{6\,g_0}\left[6 - \frac{1}{r^2}\,(8\,m\,r - 3\,m^2)\right]\right\}$$

und für $(r - m)\,\lambda < x < r\,\lambda$:

$$\left.\begin{aligned} \mu_r = {} & \frac{5\,g_0 + g_r}{12}\,r^2\lambda^2 \\ & - \frac{1}{3}\,(r-m)\,\lambda\left[3\,g_0 + (g_r - g_0)\left(\frac{r-m}{r}\right)^2\right](r\lambda - x) \\ & - \frac{g_0}{2}\,x^2 - \frac{1}{12}\,(g_r - g_0)\,\frac{x^4}{r^2\lambda^2} \end{aligned}\right\} \quad (22$$

Der Auflagerdruck des r-ten Kettengliedes ist:

$$\mathfrak{A}_r = g_0\,m\,\lambda\left\{1 + \frac{g_r - g_0}{6\,g_0}\left[6 - \frac{1}{r^2}\,(8\,m\,r - 3\,m^2)\right]\right\} \quad . . (23$$

Mit den Ausdrücken für μ_r ist wie früher die abweichende Clapeyronsche Gleichung für die r-te Mittelstütze aufzustellen, die im Verein mit der Lösung (21) den Randwert X_r bestimmt. Mit einer kleinen Vereinfachung wird

$$\varkappa E\,(\tau^a_{r\,m} + \tau^b_{r+1,m}) = \frac{1}{3}\,\lambda\,\mu_r\,(3\,r - m) - \frac{a_1\lambda^3}{12} - \frac{a^2\lambda^5}{6}\left(3\,r^2 + \frac{14}{5}\,r + \frac{4}{5}\right)$$

und

$$X_{r+1} + 2\,(3\,r + 1)\,X_r = -2\,\mu_r\,(3\,r - m) + \frac{a_1\lambda^2}{2} + a_2\lambda^4\left(3\,r^2 + \frac{14}{5}\,r + \frac{4}{5}\right) \quad . . . . (20b$$

Mit Hilfe der Größe m, die die teilweise Belastung der Mittelöffnung kennzeichnet, hat man den Grad der teilweisen Anhängung völlig in der Hand. Ist $m = 0$, tritt überhaupt keine Bogenkraft im Eisenbogen auf, es kommt zu keiner Entlastung der Gerüste, welche folglich das gesamte Wölbgewicht zu tragen haben, während der Eisenbogen in der Hauptsache nur von den Momenten des durchlaufenden Balkens in Spannung gesetzt wird; natürlich sind dann diese so zu bestimmen, daß $X_r = 0$ wird. Der andere Grenzfall $m = r$, der voller Belastung der Mittelöffnung entspricht, erzeugt wieder, wie bereits erwähnt, eine Bogenkraft, die der bei voller Anhängung nahe kommt, wodurch sich das Gewölbe von selbst von fast allen Stützen abhebt. Zwischen diesen beiden Grenzfällen ist folglich jeder Grad der Anhängung erreichbar; damit ist die Möglichkeit gegeben, jede gewünschte Vorspannung in den Eisenbogen zu erzeugen. Es ist bemerkenswert und aus dem ganzen Rechnungsgang deutlich zu erkennen, daß dies mit einer Änderung der Entfernung der Jochstützen allein nicht zu erreichen ist, da sich dadurch wohl die Momente, nicht aber die für die Größe der Vorspannungen maßgebende Bogenkraft wesentlich ändern kann.

Nun hat man das Moment des durchlaufenden Balkens an der Stelle C für $H = 1$ mit

$$M^h_c = -(\eta_{rc} - \xi_r)$$

für die äußere Belastung mit $M^m_c = \mu_r - X_r$.

Damit ergibt sich der Horizontalschub des Systems mit:

$$H = \frac{M^m_c}{M^h_c} = \frac{\mu_r - X_r}{\eta_{rc} - \xi_r} \quad . . . . (24$$

Die Berechnung der einzelnen Jochdrücke und der Spannungsverteilung macht nun keine Schwierigkeiten mehr. Bezeichnet man mit M und N das Moment bzw. die Längskraft des unterstützten Dreigelenkbogens, mit Q die Querkraft am durchlaufenden Balken infolge Wölbgewicht, dann ist:

$$\left.\begin{aligned} M &= M^m - H\,M^h \\ N &= H\sec\varphi + Q\sin\varphi \end{aligned}\right\} \quad . . . . (25$$

Der Verlauf von $Q \sin \varphi$ ist für ein bestimmtes Beispiel in Abb. 10 dargestellt und ist so gering, daß dieser Beitrag zur Längskraft für die tatsächliche Durchführung der Rechnung vernachlässigt werden kann.

Was nun die Frage der Aufbringung des Gewichtes für den Scheitelstreifen anbelangt, so muß dies möglichst so geschehen, daß dadurch die bisherige Lastverteilung nicht gestört wird. Am besten wird dies wohl in der Art durchzuführen sein, daß man den zugehörigen Teil der Schalung auf ein eisernes Hilfsgerüst abstützt, das die ganze mittlere Öffnung überspannen muß. Zum Vorteile einer geringeren Bauhöhe einer Eisenkonstruktion tritt noch der einer möglichst unnachgiebigen Stützung der Schalung, denn schon die geringste Nachgiebigkeit dieser Unterstützung bewirkt, daß sich der Eisenbogen an der Lastaufnahme beteiligt, wodurch die Bogenkraft sich wiederum rasch vergrößert.

Wenn auf diese Weise für das ganze Wölbgewicht die Kiesfüllung aufgebracht worden ist, kann damit begonnen werden, dieselbe in ganz beliebiger Reihenfolge durch Beton zu ersetzen. Es empfiehlt sich jedoch trotzdem, zwischen den einzelnen Streifen schmale Fugen zunächst noch offen zu halten, um die durch das Schwinden bewirkte Verkürzung der Betonfaser wenigstens teilweise unschädlich zu machen, weil es sonst nicht sicher ist, daß der Beton nach dem Ausrüsten den ihm rechnungsmäßig zugewiesenen Spannungsanteil auch tatsächlich bekommt. Nach entsprechender Erhärtung des fertig gestellten Bogens kann das Lehrgerüst abgesenkt werden. Dabei wird der nun entstandene Eisenbetonbogen unmittelbar durch das Gewicht des Scheitelstreifens und außerdem durch die Jochdrücke belastet; an der Aufnahme der dadurch hervorgerufenen

annungen beteiligt sich bereits der Beton, wodurch eine sentliche Ersparung an Eisenquerschnitt bedingt ist. Der rteil der gesamten Anordnung und die günstige Aufteilung r Belastung auf steifen Eisenbogen und Lehrgerüst soll nun einem Beispiel gezeigt werden, bei dessen Durchrechnung ch Herr cand. ing. Genttner sehr unterstützt hat.

Beispiel.

Für einen Bogen von 90 m Stützweite und 7 m Pfeilhöhe das auf Grund einer Vorbemessung auf einen Eisenbogen tfallende Wölbgewicht im Bogenscheitel $g_0 = 2{,}69$ t/m, im genkämpfer $g_1 = 4{,}02$ t/m, $g_1 - g_0 = 1{,}33$ t/m; es wird ein rabolisches Belastungsgesetz angenommen. Da $\lambda = 5{,}0$ m wählt wird, ist $n = 9$. In der Brückenmitte soll eine Schiffartsöffnung von $2\,r\,\lambda = 20$ m freigehalten werden; damit erot sich $r = 2$. Ferner war auf Grund der Vorbemessung $= \frac{J_0}{F_0} = 0{,}52$ m²; damit ist $f' = f\left(1 - \frac{12\,\psi_0}{\lambda^2}\right) = 5{,}264$. Der dingungsgleichung $4 = 2\,\mathfrak{Cof}\,\varphi$ entspricht nach den Tafeln der perbolischen Funktionen von Hayashi (Berlin, J. Springer) Wert von $\varphi = 1{,}317$. Weiter ist $a_0 = 2948{,}06$; $\underline{a}_1 = -1{,}345$; $= -0{,}000\,054\,73$; $\alpha_1 = -0{,}205\,25$; $\alpha_2 = -33{,}6797$; $\overline{\alpha}_1 = -0{,}034\,21$; $= -5{,}601\,88$. Mit $m = 1{,}5$ bekommt man $g_r = 2{,}838$ t/m; $- g_0 = 0{,}148$ t/m; $\mu_r = 76{,}825$ tm. Alle diese Größen bemmen den gegebenen Fall und sind in die vorn abgeleiteten eichungen einzusetzen, die Ergebnisse der Rechnung sind den folgenden Tabellen eingetragen:

Zur Kontrolle wird man die ausgeführten Summen bilden, die beim gleichen Belastungsfall für die Gelenkskette und den durchlaufenden Balken Übereinstimmung geben müssen. Der Horizontalschub des Eisenbogens bestimmt sich nun nach (24)

mit $$H = 100 \cdot \frac{25{,}742}{14\,596} = 176{,}24 \text{ t.}$$

Zur besseren Übersicht ist der Momentenverlauf am durchlaufenden Balken infolge H = 100 t, infolge Wölbgewicht und schließlich der endgültige Momentenverlauf am unterstützten Dreigelenksbogen in den Abb. 8 und 9 aufgetragen. Abhebungen von den Jochen treten nicht auf, so daß die Anordnung mit Rücksicht auf die bauliche Ausführung statisch möglich erscheint.

Mit Rücksicht auf das eben berechnete Beispiel liegt das Besondere des Arbeitsvorganges in folgendem: Zunächst wird die Schalung in der ganzen Länge des Bogens in feste Verbindung mit dem Eisenbogen gebracht, so daß durch diesen die Form der Wölbung überall gesichert ist. Der Eisenbogen mit der angehängten Schalung wird nun in womöglich gleichen Abständen durch die Joche des Aufstellungsgerüstes unterstützt, wobei in der Mitte ein beliebig größerer Abstand derselben angeordnet werden kann. Nachher wird das Wölbgewicht in Form von Kiesfüllung in einzelnen Streifen aufgebracht, nur ist zu beachten, daß im Gewölbescheitel eine bestimmte Länge, im Beispiel 5 m, lastfrei bleiben muß, um den Bogenschub nicht zu groß werden zu lassen. Was die Reihenfolge der Aufbringung der einzelnen Streifen anbelangt, ist darauf Rück-

Tabelle 1

Ordnungsziffer v	$\frac{\text{Sin}\,(v-r)\,\varphi}{\text{Sin}\,(n-r)\,\varphi}$	ξ_v für H = 100 t in tm	Jochdrücke an der Gelenkskette infolge H = 100 t	am durchlaufenden Balken infolge H = 100 t	Jochdrücke infolge Wölbgewicht an der Gelenkskette	χ_v in tm	Jochdrücke infolge Wölbgewicht am durchlaufenden Balken ton	Jochdrücke für den unterstützten Dreigelenksbogen
2	0,000000	+19,972	− 8,642	−13,451	27,438	−51,101	38,967	15,261
3	0,000343	− 4,073	− 3,457	+ 2,655	14,202	+ 6,546	− 0,519	3,620
4	0,001374	+ 2,441	− 3,457	− 5,105	14,777	− 9,417	18,727	9,730
5	0,005154	+ 0,714	− 3,457	− 3,014	15,516	− 5,628	14,439	9,127
6	0,019235	+ 1,201	− 3,457	− 3,599	16,419	− 7,228	16,863	10,520
7	0,071790	+ 0,979	− 3,457	− 3,582	17,486	− 6,606	16,632	10,319
8	0,274200	+ 1,380	− 3,457	− 3,813	18,717	−10,103	21,498	14,778
9	1,000000	0,000	+29,383	+29,659	9,811	0,000	7,760	60,031
$\sum$			0,000	0,000	133,386		133,386	133,386

Tabelle 2

Ordnungsziffer v ton	Momente der Gelenkskette in den Feldmitten infolge H = 100 t	Momente des durchlaufenden Balkens in den Feldmitten infolge H = 100 t	Momente der Gelenkskette in den Feldmitten infolge Wölbgewicht	Momente des durchlaufenden Balkens in den Feldmitten infolge Wölbgewicht	Momente des unterstützten Bogens in den Feldmitten	Stützmomente für den unterstützten Dreigelenksbogen
2	−34,568	−14,596	76,825	25,724	0,000	−15,902
3	− 2,161	+ 5,789	8,715	−13,562	− 3,340	− 0,632
4	− 2,161	− 2,976	9,034	+ 7,599	+ 2,347	− 5,117
5	− 2,161	− 0,583	9,594	+ 2,072	+ 1,051	− 4,370
6	− 2,161	− 1,203	9,965	+ 3,536	+ 1,420	− 5,113
7	− 2,161	− 1,070	10,566	+ 3,649	+ 1,763	− 4,874
8	− 2,161	− 0,976	11,015	+ 2,661	+ 0,951	− 7,671
9	− 2,161	− 1,471	12,495	+ 7,444	+ 4,853	0,000
$\sum$						

sicht zu nehmen, daß einmal kein Zug im Bogen, das andere Mal nur möglichst geringe Abhebungen des Eisenbogens von den Gerüststützen eintreten. Diesen beiden Forderungen entspricht recht gut ein Vorgang, wie er in der Abb. 12 angedeutet gekrümmt wäre, als der Stützlinie für Eigengewicht entspricht.

Zu einer verhältnismäßig günstigen Bogenachse gelangt man, wenn man den Bogen nach der Stützlinie für Jochdrücke,

Abb. 8.

Abb. 9.

Abb. 10.

ist; die Belastung ist in der Reihenfolge der römischen Ziffern aufzubringen. Dadurch erleidet der Bogen bestimmte Formänderungen; nachdem diese abgeschlossen sind,[9] ist an die Schalung für den Scheitelstreifen IX ein freitragendes, meist eisernes Unterstützungsgerüst heranzuschieben, so daß das Gewicht von Streifen IX ganz von diesem aufgenommen wird, den Eisenbogen womöglich überhaupt nicht belastet.

Abb. 11.

Abb. 12.

Aus der Größe der einzelnen Jochdrücke ersieht man, daß die Stützlinie der ständigen Belastung mit Rücksicht auf den Arbeitsvorgang (Freihaltung der mittleren, großen Öffnung) nicht die günstigste Bogenform vorstellt, daß beim Ausrüsten kleinere Spannungen im Eisenbetonbogen auftreten würden, wenn der Bogen im Scheitel bis ungefähr zur Stelle r flacher

Fahrbahngewicht und Vollbelastung mit halber, gleichmäßig verteilter Verkehrsbelastung formt. Die Spannungen im Verbundquerschnitt werden dann am kleinsten, im Eisenbogen ergibt sich allerdings eine Vergrößerung des Spannungsanteils der Biegungsmomente, die aber mit Rücksicht auf die Unterstützung desselben durch das Aufstellgerüst nur in sehr geringen Grenzen bleibt.

Beim Ausrüsten ist der Eisenbetonbogen durch die Jochdrücke und durch das Gewicht des Streifens IX belastet und man erhält damit einen Gewölbeschub von:

$$H' = \frac{\mathfrak{M}_c}{f} = \frac{1697{,}40}{7{,}0} = 242{,}49 \text{ t}.$$

Zusammen mit dem H-Schub des Eisenbogens muß sich der H-Schub des Dreigelenksbogens für volle Anhängung ergeben;

ist $H + H' = 176{,}24 + 242{,}49 = 418{,}73$ t. Für volle An-ngung ist:

$$\overline{H} = \frac{a_0}{f} = \frac{2948{,}06}{7{,}0} = 421{,}15 \text{ t.}$$

Der Fehler beträgt nicht einmal 1 vH. Bezeichnet man it $\mathfrak{Q}$ die Querkraft des Balkenträgers, dann ist die Längs-aft im Eisenbetonbogen, die beim Ausrüsten auftritt, wie kannt:

$$N' = H' \cos\varphi + \mathfrak{Q} \sin\varphi$$

d das Moment $M' = \mathfrak{M} - H'y$. Sind F_e, J_e und h die Quer-hnittsgrößen des reinen Eisenbogens, F_i, J_i und d die des senbetonbogens, dann berechnet sich die Eisenspannung folge Wölbgewicht mit:

$$\sigma_e = \frac{N}{F_e} \pm \frac{M}{J_e} \cdot \frac{h}{2} + n\left(\frac{N'}{F_i} \pm \frac{M'}{J_i} \cdot \frac{h}{2}\right)$$

d die Betonspannung:

$$\sigma_b = \frac{N'}{F_i} \pm \frac{M'}{J_i} \cdot \frac{d}{2}.$$

Allerdings wird durch die unvermeidliche Nachgiebigkeit der Joche und durch Widerlagerverschiebungen eine Änderung dieser Spannungen in der Richtung eintreten, daß sich die Eisenspannungen vergrößern, die Betonspannungen verkleinern; allzu groß wird die Änderung des Spannungsbildes jedoch nicht sein, da sich die beiden erwähnten Ursachen gegenseitig zum Teil aufheben. Übrigens besteht die Absicht, diese störenden Einflüsse in einer späteren Arbeit zu untersuchen. Für den ungünstigsten Querschnitt im Bogenviertel wird für das vorliegende Beispiel $\sigma_e = 730$ kg/cm²; $\sigma_b = 18$ kg/cm², bei einem Eisenquerschnitt $F_e = 405$ cm². Hätte man das gesamte Wölbgewicht angehängt und berücksichtigt man, daß für dieses derselbe Spannungsbetrag von 730 kg/cm² zur Verfügung steht, wäre ein Eisenquerschnitt von $\frac{425\,080}{730} = 583$ cm² erforderlich, was gegenüber der vorgeschlagenen Anordnung einen Mehrverbrauch von 44 vH Eisen bedeutet, womit die Wirtschaftlichkeit dieses Arbeitsvorganges deutlich gezeigt ist. Volle Anhängung des Wölbgewichtes ist daher nur dort gerechtfertigt, wo das Aufstellen eines Hilfsgerüstes entweder überhaupt oder doch nur unter den größten Schwierigkeiten möglich ist. In allen anderen Fällen wird die teilweise Anhängung in der hier besprochenen Form die größten Vorteile bieten.

EIN NEUES SPEICHER-GROSSWASSERKRAFTWERK IN BAYERN.

Von Dipl.-Ing. Alex. Simon, München.

Von amtlicher wie privater Seite ist schon öfter der einung Ausdruck gegeben worden, daß, von den bekannten erken abgesehen, in Bayern Gelegenheiten fehlen für die nlage von großen Hochdruck-Speicherwerken, ähnlich dem alchenseewerk. So z. B. wurde bei der Tagung des ayerischen Wasserwirtschaftsrates am 29. November 1924 arauf hingewiesen, daß für den weiteren Ausbau der ayerischen Wasserkraftwerke vor allem Großspeicherkräfte der oberen Iller, dem oberen Lech, der oberen Isar, im rankenwald und im Bayerischen Wald in Betracht kämen.

Es handelt sich hierbei entweder nicht um eigentliche ochdruckanlagen, die mit einigen 100 m Gefälle arbeiten, der es sind Kraftanlagen mittleren Umfangs, welche die nergiewirtschaft nicht entscheidend beeinflussen können.

Daß sich im Gegensatz zu dieser Auffassung doch Gelegeneiten finden und in zweckdienlicher Weise ausnützen lassen, eigt das im nachfolgenden in Umrissen skizzierte Projekt, elches für die ganze bayerische und süddeutsche Energieirtschaft von großer Bedeutung sein dürfte. Es handelt ch um die Ausnützung des Spitzingsees, südlich von Schliersee ls Speicherbecken.

Schon vor mehreren Jahren ist behördlicherseits ein rojekt aufgestellt worden, welches den Spitzingsee als Speicherecken vorsieht. In der „Wasserwirtschaft in Bayern“ verffentlicht von der Wasserkraftabteilung der Obersten Bauehörde im bayerischen Staatsministrium des Innern, im eptember 1921, finden sich die nachstehenden Daten darüber.

Rohgefälle	308 m
Jahresmittelwasser	0,8 m³/Sek.
Ausbauleistung	7500 PS
Mittlere Leistung	2200 PS
Speichernutzraum	6 Mill. m³

Es handelt sich hier also schon um ein ganz ansehnliches erk, dessen Leistung aber dadurch beschränkt ist, daß es ur das natürlicherweise zufließende Wasser ausnützt. Die aukosten dürften verhältnismäßig hoch werden.

Auf eine ganz andere Grundlage wird aber das Projekt estellt, wenn man nach dem Vorschlage des Verfassers die nlage als Pumpspeicherwerk ausbildet, unter Benützung des Leitzachflusses, und gleichzeitig den assungsraum des Speicherbeckens des Spitzingsees durch eine Sperrmauer, die dank der günstigen örtlichen Verhältnisse leicht errichtet werden kann, auf das Vielfache des obigen Wertes erhöht. Auf diesen Vorkehrungen beruht die Neuheit des Gedankens.

Der Spiegel des 1083 m hoch gelegenen Spitzingsees soll durch das Stauwerk so weit gehoben werden, daß der nutzbare Speicherinhalt bis zu etwa 25 Millionen cbm gesteigert werden kann. Durch einen etwa 4500 m langen Druckstollen wird das Wasser nach dem Leitzachtale überführt, wo ungefähr gegenüber dem Bahnhof Fischbachau das Kraftwerk errichtet wird. Das nutzbare mittlere Rohgefälle beträgt hierbei ca. 360 m. Das Abwasser wird durch einen kurzen Kanal der Leitzach zugeführt und kommt in den wasserarmen Monaten den untenliegenden Kraftwerken, insbesondere dem Leitzachwerk der Stadt München, zugute, ohne daß diese Werke irgendwelche bauliche Änderungen zu treffen hätten.

Die für die sechs wasserarmen Herbst- und Wintermonate aufgespeicherte Wassermenge allein (25 Mill. m³) erlaubt in dem neuen Werke und dem Leitzachwerk zusammen 20 Millionen KWh mehr in dieser Zeitspanne zu erzeugen. In viel höherem Maße werden aber, wie schon erwähnt, Wassermengen ausgenützt, welche mit Hilfe von Pumpen aus der Leitzach in das Speicherbecken gefördert werden. Dies ist ohne weiteres möglich, da aus den bayerischen Flußwasserkraftwerken, sog. Laufwerken, nach den Berechnungen (z. B. Ministerialrat Holler, Bayerische Industrie- und Handelszeitung vom 17. Juni 1924, ferner Dr.-Ing. Oskar v. Miller, Elektrotechnische Zeitschrift vom 1. Januar 1925) im allgemeinen das ganze Jahr hindurch während den Zeiten geringer Belastung (mittags, nachts und Sonntags) beträchtliche Leistungs- und Arbeitsmengen ungenützt zur Verfügung stehen, welche aufgespeichert und zur Deckung von Tages- und Saisonspitzen, wo oft Arbeitskraft mangelt bzw. stets verwertbar ist, ausgenützt werden können.

Das in das Staubecken beförderte Wasser wird teils der Leitzach zu Zeiten des Überflusses entnommen und gelangt erst nach Wochen und Monaten in wasserarmen Perioden wieder in deren Flußbett zurück, teils macht dasselbe einen täglichen Kreislauf, indem dasselbe nachts aus dem zu einem kleinen Ausgleichsbecken erweiterten Unterwasserkanal entnommen und in das Speicherbecken gepumpt wird, worauf

dasselbe tagsüber wieder arbeitsleistend durch die Turbinen zurück in den Unterwasserkanal gelangt.

Die Ausbauleistung des Kraftwerkes und damit die Tagesspitzenleistung muß in Anpassung an die übrigen bayerischen Kraftwerke gewählt werden und ist vorläufig mit 60000 PS angenommen. Die im Laufe eines Jahres während der täglichen Arbeitszeit an Arbeitstagen erzeugbare Arbeitsmenge kann auf ca. 100 Millionen kWh gesteigert werden.

Die Bedeutung eines solchen Speicherwerkes für die bayerische und weiter für die süd- und mitteldeutsche Kraftwirtschaft, insbesondere für die Flußwasserkräfte selbst, sowohl vom Standpunkte der Stromverbraucher aus wie von demjenigen der Aktionäre dieser Werke, wird besonders klar erkannt werden, angesichts der vergangenes Jahr im Alpengebiet herrschenden Wasserknappheit. Man könnte vielleicht darauf hinweisen, daß in dieser Zeit auch der Abfallstrom fast ganz fehlen würde. Dafür ist aber die im Speicherbecken zur Verfügung stehende Energiemenge um so wertvoller, ganz abgesehen davon, daß in solchen Ausnahmeperioden das kleinere Übel noch das wäre, selbst mit Dampfkraftstrom nachts zu pumpen, um am Tag die Volleistung des Werkes um so länger zu ermöglichen. Die Hauptsache ist, dem Stromverbraucher, insbesondere der Industrie, unter allen Umständen die benötigte Kraft zur Verfügung zu stellen. Im übrigen ist Spitzenleistung und Spitzenarbeit ein stets und überall gesuchter Artikel. Die Baukosten für dieses Werk sind sehr niedrig, da die Baubedingungen und örtlichen Verhältnisse außergewöhnlich günstig liegen.

Die Erbauung derartiger Pumpen-Speicherwerke hat sich überall dort als unbedingt nötig und nützlich erwiesen, wo große, nicht speicherfähige Flußwasserkraftanlagen sind. Es wurde überall erkannt, daß im allgemeinen die Veredelung des Abfallstromes durch Speicherung stets vorteilhafter ist wie seine Verwendung für untergeordnete Zwecke, z. B. Raumheizung.

Es ist schon der Gedanke ausgedrückt worden, das Walchenseewerk durch eine Pumpanlage zu ergänzen, da dort die Verhältnisse für eine derartige Anlage günstig liegen. Gewichtige Gründe lassen jedoch das oben entwickelte Projekt Spitzingsee als vorteilhafter erscheinen.

a) Ein erheblicher Teil der Nutzleistung wird durch natürliche Zuflüsse gedeckt, so daß für sie eine Pumparbeit nicht erforderlich ist;

b) es wird ein neues Staubecken geschaffen, dessen Nutzinhalt in Verbindung mit dem hohen Gefälle die Aufspeicherung großer und sehr nützlicher Arbeitsmengen für die Wintermonate erlaubt;

c) die Anlage dieses neuen Staubeckens hat eine wesentliche Verbesserung der Wasserverhältnisse und damit der Steigerung der Leistungsfähigkeit des Leitzachwerkes und der Unterlieger im Gefolge, ohne daß für diese irgendwelche Unkosten entstehen;

d) es wäre am Walchenseewerk eine ganz neue Pumpmaschinenanlage zu schaffen und eine umfangreiche Änderung der Rohrleitungen erforderlich;

e) die vollständige betriebliche Unabhängigkeit verdient eine hohe Bewertung, zumal da sich dabei Gelegenheit bietet, auch das Leitzachwerk unmittelbar an das Höchstspannungsnetz anzuschließen.

Wenn vorstehende Ausführungen den Anstoß zu einer fachmännischen Diskussion dieses Projektes geben würden, so wäre ihre Zweck erfüllt.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wiederherstellung von Eisenbetonsäulen bei drohendem Gebäudeeinsturz.

(Engineering News-Record 11. XII. 24.)

In Seattle war 1909 ein reiner Eisenbetonbau von vier Stockwerken erstellt, jedoch so bemessen, daß er um weitere vier Stockwerke erhöht werden konnte. Bei Aufführung der letzteren (1924) zeigten sich an den Köpfen der Innensäulen — 12 Säulen in jedem Stockwerk — Risse und Abblätterungen. Man stützte durch ein System von 4 Holzpfosten das Gebäude jeweilig neben den gefährdeten Säulen ab und ersetzte den schadhaften Beton. Die Säulenbewehrung war nach Considere bemessen. Die Bruchursache lag an der Betonherstellung, und zwar nach Ansicht der mit der Reparatur betrauten Ingenieure an den außergewöhnlichen Erschütterungen des Betonmaterials während des Eingießens des sehr nassen Gemisches in die Säulenverschalung.

Nur so wird die Tatsache erklärlich, daß unmittelbar unter den oberen Säulenenden das Material aus reichlich Sand mit sehr wenig Zement bestand, während der Beton von richtiger Kornzusammensetzung etwa erst 60 cm unter den Säulenenden begann. Der Sand war überdeckt von einer porösen Zementschicht mit nur einer Festigkeit und Härte gewöhnlichen Wandverputzes. Das Rütteln hatte den feinen leichten Teilchen Gelegenheit gegeben, an die Oberfläche zu gelangen und dort eine Haut von Zementseife (Kalkzementmilch) als Abschluß der Putzschicht zu bilden.

Außer dieser Zementseife, war wie erwähnt, eine beträchtliche Menge reinen Zements in Streifen von linsenförmig gestalteten Ausscheidungen oberhalb des Sandes bezw. Kieses vorgefunden worden. — Beweis durch chemische Analysen.

Ein anderer Fehler in der Säulenherstellung lag darin, daß die Säulenform in manchen Fällen beim Einfüllen des Materials übergossen war, und daß die Zementseife auf den Boden der Deckenträgerverschalung ausfloß.

Mit dem Erfolg, daß Schichten solch reinen Materials des öfteren an der Unterseite der Gurte angetroffen wurden, als man dabei war, die Balken zur Einbringung der Stützpfosten in jeder Decke des alten Bauwerks aufzumeißeln. Infolge der Ziegelfüllungen in den Decken und des wenig widerstandsfähigen Materials am Boden der Träger war es nämlich unmöglich, vom Grunde bis zum Dach mittels der Gurtungen abzusteifen. Somit wurden vom 5. Stockwerk aus bis zum Boden Öffnungen durch die Decken geschlagen und 30×30 cm starke Holzpfosten in einem Zuge von der Gründung bis zu dieser Decke erstellt. Im 5. Stockwerk und den übrigen oberen neu Errichteten wurde dann durch je zwei mit Winden versehene Pfosten beiderseits der Säulen die Last des Neubaues auf die Hauptstützpfosten übertragen durch einen in sich unverschieblichen Verband von Eisen bezw. Kopfhölzern. Ähnlich wurde auch in den alten Stockwerken in dieser Weise die Deckenlast indirekt auf die Hauptpfosten übertragen. Somit waren die gefährdeten Innensäulen zwecks Reparatur von jeder Auflast durch das ältere Bauwerk und dem Neuaufbau entlastet. Die Winden wurden dann im obersten Stockwerk zuerst angezogen, dann nach und nach die der unteren Stockwerke, so daß keine Scherbeanspruchung beim Abstützen in den oberen gestützten Gurtträgern des Neubaues auftreten konnten.

Bei dem Einbringen der neuen Betonmischung (1 : 2 : 4) wurde in die Verschalung, die rund um die alte Säule verklammert war, die Mischung hineingegossen, bis etwa nur ein Abstand von 5 cm Höhe verblieb. Sodann wurde auch dieser letzte Teil von 3 Seiten her verschalt und durch die Öffnung der vierten Seite eine vergleichsweise trockene Mischung (1 : 1½ Kies und Sand — 3 mm Drm.) sorgfältig eingestampft. Nach 10 Tagen gab der Beton bei Hammeranschlag einen klingenden Ton. Darauf erfolgte die Entfernung der Stützpfosten.

Interessant waren die bei diesem Werk angewendeten Senkungsmesser. Sie bestanden aus $2{,}5 \times 5$ cm starken Holzstäben von einer Länge, vermöge deren sie beim Verstreben zwischen Decke und Boden sich leicht einbogen. Bei Verwendung von Gruppen zu je dreien beiderseits der Säulen und durch Hineinbringen von an beiden Enden zugespitzten Holzstäbchen an der ungefähr weitesten bezw. engsten Stelle der gegenseitigen Durchbiegungen der Langstäbe war somit eine ebenso einfache wie genaue Vorrichtung improvisiert. Bei jeder Säule des 5. Stockwerks wurde so eine Gruppe von je 3 Stäben angesetzt. War die Vorrichtung einmal justiert, konnte der Beobachter feststellen, daß, solange das längere Stäbchen an seinem Platze blieb, keine Senkung in der Serie der Stützpfosten der unteren Stockwerke stattfand.

Die kleinste Setzung andrerseits, veranlaßt durch die Senkung der Decke oberhalb, verursachte größere Durchbiegung der Langstäbe und gab das längere Zwischenstäbchen frei, worauf der beobachtende Wächter im Hinblick auf diese Setzung die Pfostenwinde entsprechend andrehte, bis das zweite kürzere Zwischenstäbchen sich löste und damit anzeigte, daß die Durchbiegungsentfernung der Langstäbe in anderer Hinsicht von der ursprünglichen Länge abgewichen war.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe i. B.

Der Heberaquädukt Pekalen auf Java.

Von F. E. H. von Ranke, Wasserbau-Ingenieur.

Daß der Eisenbeton nicht nur in Europa und Amerika sich als orzügliches Baumaterial eingebürgert hat, sondern auch in den entrntesten Weltteilen immer mehr beachtet und beim Entwerfen der hwierigsten Kunstwerke herangezogen wird, hatte ich die Gelegenheit ich zu überzeugen während der Jahre, die ich im niederländischen taatsdienst auf Java, der Hauptinsel des Sunda-Archipels, verrachte.

Vor dem Kriege stand man dort dem Eisenbeton einigermaßen ißtrauisch gegenüber, nicht des Betons selber wegen, sondern wegen er Ausführung: man bezweifelte die Möglichkeit, mit Hilfe der einimischen, schwer zu schulenden Kulis einigermaßen große Eisenetonarbeiten ausführen zu können.

Der große Krieg hat auch hierin Veränderung gebracht.

Die Schwierigkeit, oft sogar Unmöglichkeit, das benötigte Eisenaterial von den kriegführenden Staaten zu beziehen, zwang die dischen Ingenieure, ihre Aufmerksamkeit mehr dem Eisenbetonbau zuwenden.

Wo früher Eisenbetonbauten mehr oder weniger als Seltenheit alten, wurden jetzt sehr viele Kunstwerke aus diesem Material ausführt.

Die erwarteten Schwierigkeiten bei der Ausführung wurden urch zähe Energie überwunden, so daß man jetzt auf Java schon sehr iele große und kleinere Bauten aus Eisenbeton antreffen kann. In ielen Fällen wird heute dem Eisenbetonbau über dem reinen Eisenau der Vorzug gegeben.

Einige der aus Eisenbeton hergestellten Bauten dürften auch den uropäischen Ingenieur interessieren, so zum Beispiel der 1918 gebaute Heberaquädukt Pekalen in Ost-Java.

Er wurde seinerzeit nicht nur als nötiges Kunstwerk betrachtet, ondern zugleich auch als Versuch, denn damals war kein einziger Heberaquädukt von solcher Größe bekannt. Auch jetzt noch dürfte ieser Bau als einzig dastehend betrachtet werden; jedenfalls in Asien.

Wie schon der Name andeutet, handelt es sich hier um ein Kunstwerk, dessen Tragkonstruktion über dem H. W. eines Stromes iegt und dessen Zweck es ist, eine Wasserleitung mittels Heberwirkung ber diesen Strom zu führen.

Der Heberaquädukt Pekalen soll später 3,5 m³/sec. für ein Bewässerungsgebiet anführen; in der ersten Zeit aber sollten nur öchstens 0,15 m³/sec. durchgeführt werden; beim Bau aber sollte mit der maximalen Kapazität gerechnet werden.

Aus mehreren Gründen, auf welche ich an dieser Stelle wegen Raummangels nicht näher eingehen kann, wurde als einzig mögliche Weise für die Kreuzung der Bewässerungsleitung mit der Kali-(Fluß-) Pekalen der Heberaquädukt gefunden.

Man plante erst ein eisernes Rohr, mußte aber, wegen der Unmöglichkeit, ein solches zu beziehen, davon absehen und den Heber aus Beton machen.

Um sicher zu sein, daß bei diesem ersten Versuchsobjekt keine unliebsamen Störungen vorkamen, wurde beschlossen, das Heberrohr nicht selbsttragend zu machen, sondern es in einen mit Wasser gefüllten Trog, der zugleich als Tragkonstruktion dienen sollte, zu legen.

Hierdurch wollte man verhindern, daß bei eventueller Durchlässigkeit des Betonrohres nicht Luft, sondern Wasser angesaugt wurde.

Der Trog ist aus Eisenbeton ausgeführt und ist nichts anderes als ein offener Aquädukt mit dem Unterschiede, daß hier das Wasser nicht strömt, sondern stillsteht.

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, wird der Trog gestützt durch zwei Widerlager und zwei Pfeiler. Die Widerlager sind zugleich auch die Wühlbassins, die so entworfen sind, daß die beiden Rüssel des Hebers noch ins Wasser reichen, auch wenn die Leitung trocken liegen sollte. Auf diese Weise wird erreicht, daß der Heber bei kurzer Unterbrechung in der Wasseranfuhr nicht gleich abschlägt.

Die beiden Trogenden kragen über die Widerlager aus, um auch noch die gekrümmten Teile des Hebers unter Wasser halten zu können. Aus demseben Grunde ist der Boden des Troges hier auch noch ein wenig vertieft.

An diesen Stellen dringt das Heberrohr durch den Boden des Troges und hängt lotrecht nach unten. Diese beiden hängenden Teile des Hebers, ,,Rüssel" genannt, sind die einzigen Stellen des Rohres, die mit der Luft in Berührung kommen. Um auch diese Teile des Rohres unter Wasser zu halten, hätte man die Trogenden sehr schwer ausführen müssen, was die ganze Konstruktion nicht unbelangreich verteuerr hätte. Außerdem ist die Gefahr von Luftansaugung bei den Rohrmündungen noch nicht so groß, weil die Depression an den Rohrenden noch verhältnismäßig klein ist.

Die innere Höhe und Breite des Troges ist 1,45 m und 1,75 m.

Berechnet ist der Trog als Träger auf vier Stützen und ist hierüber nichts Besonderes zu sagen. Die ungleichen Stützweiten sind darauf zurückzuführen, daß hier im Flußbett früher drei Pfeiler standen, von denen zwei im Febr. 1915 durch einen ,,Bandjir" (ein in den indischen Flüssen plötzlich auftretendes Hochwasser von gewaltigen Dimensionen) weggeschlagen wurden.

Diese zwei Pfeiler wurden jetzt durch einen Pfeiler ersetzt und zwar so, daß die Wasserbewegung im Flusse so wenig wie möglich gestört wurde. Noch größere Überspannungen waren nicht möglich mit Rücksicht auf die neben dem Aquädukt zu liegen kommende eiserne Balkenbrücke.

Für die Trogkonstruktion sind Spannungen $\sigma_e = 1000$ kg/cm² und $\sigma_b = 40$ kg/cm² zugelassen. Dies mit Rücksicht auf die Betonmischung von $1 : 1\frac{1}{2} : 2\frac{1}{2}$ und die ruhende Belastung. Die Praxis hat erwiesen, daß diese Spannungen nicht zu hoch waren.

Abb. 1. Heberaquädukt Pekalen in Ost-Java. Längsschnitt.

Die Schalung für den Trog wurde auf eiserne I-Träger gelegt. Da es mit Rücksicht auf die plötzlich auftretenden Hochwässer nicht möglich war, diese Träger auf den Flußboden abzustützen, wurden an den Pfeilern und Widerlagern Eisenbetonkonsolen angebracht, auf welche dann die Träger, deren Längen gleich oder etwas kleiner als die Lichtweiten der Öffnungen waren, gelegt wurden.

Nachdem der Beton des Troges gut gehärtet war, wurden die Träger einfach seitlich weggeschoben.

Gleichzeitig mit der Ausführung des Troges wurden auch die Rohrstücke für den Heber auf der Baustelle in einer Holzform gestampft.

Das Heberrohr besteht aus 21 je 2 m langen mit Muffen ineinander greifenden Stücken mit einem innerem Durchmesser von 0,80 m und einer Wandstärke von 6 cm. Die Stücke sind nicht armiert und von außen und innen mit Asphaltteer gestrichen.

Nach Entfernung der Trogschalung wurden die einzelnen Rohrstücke mit Hilfe eines kleinen Takels in den Trog niedergelassen, vorläufig durch Holzklötze unterstützt und sorgfältig gerichtet. Hierauf wurden die 42 Auflegklötze aus Beton gegossen und das Rohr durch Stahldraht an diese befestigt. Die Stoßfugen wurden sehr sorgfältig mit in kochendem Teer getauchten Werg und Tau gedichtet und dann mit Mörtel überstrichen.

Das Rohr ist nicht ganz horizontal gelegt, sondern steigt etwas zum Auslaßende. Der Zweck hiervon ist, die Luftteile, die mit dem Wasser mitgerissen werden oder sich aus dem Wasser selbst lösen, auf einer Stelle zu konzentrieren, um sie von dort, wenn nötig, durch eine Luftpumpe zu entfernen.

Als Platz für die eventuell anzubringende Luftpumpe ist das Mannloch bei der unteren Rohrkrümmung gewählt, weil hier, wie aus dem Verlauf der piezometrischen Linie leicht nachzuweisen ist, die größte Depression herrscht.

Eine Luftpumpe wurde aber nicht angebracht, da man vermutete, daß das strömende Wasser die Luftteilchen mit sich reißen würde, was auch die Praxis bewahrheitet hat.

Die beiden Krumstücke und die Rüssel wurden auf ihrem Platz selber gestampft und im Gegensatz zu dem horizontalen Rohr mit Eisen armiert. Die Rüssel haben eine Wandstärke von 10 cm und die Krumstücke von 12 cm erhalten. Diese größere Wandstärke wurde als nötig erachtet mit Rücksicht auf die ungünstige Unterstützung und die schwierige Ausführung. In den Krumstücken sind auch die Mannlöcher und die Löcher für den Durchgang der Stangen der Abschlußventile angebracht (siehe Abb. 2).

Jeder Rüssel kann nämlich von unten durch ein eisernes Ventil, das genau an den Unterrand paßt, abgeschlossen werden. Die Ventilstange geht durch die Achse des Rüssels und durch die Wand des

Krumstückes und ist oben mit einem Gewinde versehen, wodurch das Ventil geöffnet und geschlossen werden kann. Auf eine ausführliche Beschreibung der Verschlußeinrichtung kann hier wohl verzichtet werden. Geliefert wurden die Ventile durch die „N. V. De Ned. Ind. Industrie" in Soerabaya.

Nachdem alle Arbeiten abgeschlossen waren, wurde das Heberrohr auf seine Luftdurchlässigkeit geprüft. Dies geschah auf sehr einfache

Abb. 2. Heberaquädukt Pekalen in Ost-Java. Einlauf-Rüssel.

Weise. Die Ventile wurden geschlossen und das Rohr durch die Mannlöcher mit Wasser gefüllt, der Trog aber leer gelassen. Dann wurden die Mannlöcher gut abgedichtet und die Ventile aufgedreht. Der Heber arbeitete damals vier Stunden und schlug dann ab. Also mußte er irgendwo Luft ansaugen. Um nun diese Leckstellen zu finden, wurde der Wasserspiegel im Troge durch langsames Wegschöpfen gesenkt. Kam nun der Wasserspiegel auf das Niveau eines Lecks, so zeigten sich auf dieser Stelle kleine Wirbelbewegungen. Es war nun einfach, diese Stellen zu dichten. Fast alle Lecke lagen an der unteren Seite des Rohres, und zwar bei den Stoßfugen, wo das Anbringen des Dichtungsmaterials schwierig gewesen war. Jedenfalls war das Vorkommen von Lecken ein Beweis dafür, daß es in solchen Fällen besser ist das Rohr nicht aus Stücken, sondern als Monolith auszubilden.

Nach Ausbesserung der Lecke und Wiederinbetriebstellen des Hebers hat dieser tadellos gewirkt und schlug nur einmal ab, als man durch teilweises Schließen der Ventile die durchströmende Wassermenge verkleinern wollte. Erst konnte man die Ursache dieses Abschlagens nicht begreifen, doch war sie sehr einfach, wie es der Chefingenieur I. Th. van Rosse, der damalige Chef der Irrigations-Abteilung Pekalen-Sampean, bewiesen hat. Durch Verkleinern der Ausflußöffnung tritt nämlich am unteren Ende des Hebers eine Depression auf, die größer ist als die Untertauchung des Rohrendes, wodurch die Luft ins Rohr eingesaugt wird. Als auf Veranlassung des Herrn van Rosse der untere Wasserstand durch Anbringen von Dammbalken gehoben wurde, schlug der Heber kein einziges Mal mehr ab.

Durch Heben des unteren Wasserstandes kann auch die durch den Heber strömende Wassermenge nach Belieben geändert werden.

Jetzt arbeitet der Heberaquädukt schon sechs Jahre ohne Unterbrechung, und es haben sich trotz den sehr variablen durchströmenden Wassermenge keine Störungen vorgetan.

Der Wasserspiegel im Troge senkt sich täglich um 6 bis 8 mm, doch ist dieser Wasserverlust im ganzen auf Rechnung der dort sehr hohen Verdampfung zu stellen. Das jeden Morgen Beifüllen des Troges verursacht aber keine Schwierigkeiten.

Das ganze Werk ist in fünf Monaten gebaut worden durch die „Hollandsche Maatschappy tot het maken van Werken in Gewapend Beton" und betrugen die Kosten 21 747,90 Gulden. Die Ventile und Mannlöcher haben 3950 Gulden gekostet.

Die Unterlagen für diesen Artikel sind mir seinerzeit durch den Entwerfer des Heberaquäduktes Pekalen, dem damaligen Sectie-Ingenieur I. W. F. C. Proper liebenswürdig zur Hand gestellt. Herr Proper hat auch den Heberaquädukt Pekalen in der indischen Zeitschrift „De Waterstaatsingenieur", Jahrgang 1919, ausführlich beschrieben.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Aufwertungsfragen im Baugewerbe.

Gerade das Baugewerbe mit seinen langfristigen Verträgen ist in besonders bedauerlichem Maße Opfer des Währungsverfalls der sogenannten Inflationszeit geworden und hat außerordentlich hohe Verluste erlitten trotz aller Sicherungen, die die Standesvertretungen — so vor allem der Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband e. V. — in rascher Erkenntnis der aus dem Währungsverfall drohenden Gefahren vorgeschlagen, angeraten und durchgesetzt haben. Diese Verluste sind auf Umstände zurückzuführen, die mit dem Baubetrieb ganz besonders innig zusammenhängen. Während nämlich in einem normalen Fabrikationsbetrieb, und besonders bei langjährig kartell- und trustartig zusammengeschlossenen Industriezweigen der fast gesetzmäßige Zwang der Bedingungen, denen der Besteller unterworfen wird, die größten Härten der Inflationszeit auszugleichen vermochte, litt das Baugewerbe während des Währungsverfalls in besonders hohem Maße an seinem alten und auch heute noch nicht geheilten Übel der teilweise sehr ungünstigen Zahlungsbedingungen (die es allerdings vielfach selbst verschuldet hat, da gerade im Baugewerbe ein großer Mangel an Zusammengehörigkeitsgefühl zu spüren ist). Der wunde Punkt war während jener kritischen Zeit vor allen Dingen, daß zwischen der Rechnungsstellung und der Zahlung, soweit nicht Vorlagen in Betracht kamen, naturgemäß eine gewisse, der Bauherrschaft zuzubilligende Frist der Rechnungsprüfung liegen mußte. Es wäre verfehlt, heute auf die verschiedenen Sicherungsversuche hinzuweisen, mit denen man dem deutlich greifbaren, von Tag zu Tag fortschreitenden Verfall der Währung hierbei entgegenzutreten hoffte; maßgebend war und blieb der Interessengegensatz, der den Bauherrn bestimmte, die Zahlung hinauszuschieben, den Unternehmer anfeuerte, sie möglichst rasch in die Hände zu bekommen.

In diesem Zusammenhang ist es von größter Wichtigkeit, einer sehr oft angetroffenen Anschauung entgegenzutreten, die das Baugewerbe häufig gehindert hat und noch hindern mag, Aufwertungsansprüche geltend zu machen. Denn obgleich zwischen dem Tag der Rechnungsstellung und dem Tag der Zahlung eine große Lücke klaffte, in die das wertvolle Geld unwiderbringlich hineinstürzte und wertlos wurde, redeten und reden sich die Bauherrschaften regelmäßig darauf hinaus, daß eine Aufwertung deswegen nicht in Betracht käme, weil sie zur Prüfung der Rechnungen eine angemessene Frist, für die sich im Laufe der Zeit, oder zwischen den einzelnen Beteiligten gewisse Zeitnormen gebildet haben mochten, zu beanspruchen hätten, und daß sie sonach vor Ablauf dieser Prüfungsfrist nicht in V e r z u g geraten könnten, womit auch der Aufwertungsanspruch entfalle. Diese Anschauung mag nach den sonstigen Grundsätzen unseres bürgerlichen Rechtes zutreffend sein, wenn ihr keine besonderen Vertragsbedingungen entgegenstehen, sie ist aber für den Anspruch auf A u f w e r t u n g belanglos, da das Reichsgericht in seit einiger Zeit dauernder Rechtsprechung d e n V e r z u g s c h a d e n v o m A u f w e r t u n g s s c h a d e n s t r e n g s t e n s t r e n n t u n d d a s A u f w e r t u n g s b e g e h r e n a u c h d a n n f ü r b e g r ü n d e t e r a c h t e t, w e n n e i n V e r z u g d e s B a u h e r r n a n s i c h n i c h t g e g e b e n i s t.

In der Entscheidung des 6. Zivilsenats vom 30. Oktober 1924, abgedruckt in der Juristischen Wochenschrift vom 15. Mai 1925, Seite 1104/05, ist diese Trennung, wie früher schon geschehen, schärfstens durchgeführt. Das Reichsgericht rügt, daß das Berufungsgericht übersehen habe, daß die Geldentwertung auch dann berücksichtigt werden müsse, wenn sich der Schuldner (in diesem Falle also die Bauherrschaft) überhaupt nicht im Verzug befunden habe. Die Verzugfrage mit allen ihren subjektiven Nebenerscheinungen ist sonach gegenüber dem Aufwertungsbegehren nicht zu prüfen, sondern es genügt die o b j e k t i v e T a t s a c h e, daß infolge der nicht rechtzeitigen Zahlung der Gläubiger eine andere, weitaus geringfügigere Leistung erhalten hat, als sie ihm nach dem Vertragsinhalt und Vertragswillen zusteht. Und noch schärfer rückt

gleiche Zivilsenat in seiner Erkenntnis vom 27. März 1925 r. Wochenschrift vom 1./15. Juli 1925, Seite 1479) diesen htigen Gesichtspunkt des objektiven Aufwertungsschadens den Vordergrund. Er sagt u. a.: Der Geldentwertungs-pruch stelle nicht einen selbständigen, durch Verzug be-ndeten Anspruch dar, sondern bilde nur eine Ergänzung Hauptanspruchs, gerichtet auf dessen volle Erfüllung, er nichts anderes, als das Begehren des Restbetrages der ur-ünglichen Forderung. Damit ist ein Ausspruch von höchster ligkeit geschaffen, der in unserem Falle dem Recht des uunternehmers zum Sieg verhilft, nämlich, trotz des an begründeten und berechtigten Verlangens des Bauherrn h Prüfungsmöglichkeit und Prüfungsfrist denjenigen Betrag fester Währung erstattet zu bekommen, den der Bauherr im tpunkt der Rechnungsstellung, ja vielleicht sogar in be-nderen Einzelfällen in einem früheren Zeitpunkt schuldete. d es steht nicht das Geringste im Wege, daß der Bauunter-mer heute noch Aufwertungsansprüche geltend macht aus uten, die rein rechnungsmäßig, aber in zerfallener Währung gerechnet und bezahlt wurden.

Ja, es steht einem solchen Begehren nicht einmal ein in der gelegenheit bereits rechtskräftig gesprochenes Ur-l, oder ein zwischen den Parteien zustande gekommener rgleich entgegen, wenn Urteil oder Vergleich zwar den piermarkausgleich abschlossen, es sich aber ergibt, daß dieser sgleich den Gesetzen der Billigkeit und dem Vertragssinn, nach Leistung und Gegenleistung sich die Wage halten sollen, ht entsprochen hatte. Gerade die zuletzt angeführte Ent-eidung vom 27. März 1925 nimmt, wie schon zahlreiche here, die auch teilweise in dieser Zeitschrift zum Abdruck angt sind (vgl. Nr. 7, 8, 10), zu dieser Frage Stellung, indem sagt: „Die der Klägerin im Vorprozeß zugesprochenen, am August 1919 fälligen 11 500 M. und die ihr weiter als Geld-twertungsschaden zuerkannte eine Milliarde bildeten nur nen Teil des Anspruchs der Klägerin. Dieser wurde durch trichtung der Urteilssumme nur zu einem ganz geringen Teil üllt, so daß die jetzt geltend gemachte Forderung der ägerin, ihr das zu gewähren, was ihr der Vorprozeß nicht ge-hrt hat, nichts anderes als das Begehren des Restbetrages er Forderung ist." Also sogar ein rechtskräftiges Urteil be-hrt den Schuldner nicht vor neuer Inanspruchnahme aus n Gesichtspunkt der Aufwertung wegen mangelhafter hlung in Gestalt der Urteilssumme. Er sieht sich einem neuen chtsstreit ausgesetzt, in dem der Unterschied zwischen jenem teilsbetrag, auf den vor Einwirkung des Urteils eigentlich tte aufgewertet werden können, begehrt wird, und diese ue Klage ist keine Schadensersatzklage, sondern sie richtet h auf einen weiteren Teil des ursprünglichen Anspruchs, der tsächlich mit der Zahlung der Urteilssumme nicht beglichen rde. Schwierigkeiten werden allerdings dann eintreten, nn die neue Wendung der Rechtsprechung, d. h. also die öglichkeit eines vollkommenen Aufwertungsbegehrens, on bekannt war und der Gläubiger trotz Kennenmüssens eser Rechtsprechung seinen Anspruch nicht im laufenden ozeß schon ausgedehnt hat. Hg.

Eisenbetonbauunternehmungen haben keinen Handwerkskammer-trag zu entrichten. Der Rechtsprechung der letzten Jahre ist zu nehmen, daß die Verwaltungsbehörden und Gerichte in immer rkerem Umfange davon überzeugt werden konnten, daß die Bau-lustrie, insbesondere der Beton- und Eisenbetonbau, nicht in die ndwerksorganisationen gehört. In den verschiedenen, in der letzten it ergangenen Entscheidungen wird zum Ausdruck gebracht, daß zwar nach dem Sprachgebrauch nicht zulässig erscheine, Bauunter-hmungen als „Fabrikbetriebe" zu bezeichnen. Es seien indessen wesentlichen Merkmale eines fabrikmäßigen (industriellen) Be-ebes im Sinne der Reichsgewerbeordnung gegeben, z. B. Größe des ternehmens, die Art der Arbeitsteilung, das Vorhandensein einer zahl technischer und kaufmännischer Angestellten, die Beschäf-ung zahlreicher ungelernter Arbeiter, die stete Verwendung einer heblichen Zahl von Maschinen zum Ersatze menschlicher Arbeits-stung, die Nichtbeteiligung des Unternehmers an den eigentlichen sführungsarbeiten usw. Bei Beurteilung der Wesensart eines Be-ebes sei es im übrigen nicht hinreichend, ihn etwa nach einzelnen rkmalen zu charakterisieren, es müßte vielmehr die Gesamtheit der Betriebsverhältnisse in ihrem Zusammenwirken maßgebend sein, wobei es auf das Fehlen des einen oder des anderen Merkmales nicht ankomme. So wird in zwei Entscheidungen des Regierungspräsidenten zu Cassel vom 18. und 24. Juli 1925 zum Ausdruck gebracht, daß nach den höchstrichterlichen Entscheidungen der letzten Jahre für das moderne Baugewerbe neben der fabrik- und handwerksmäßigen, noch eine dritte Betriebsform, die des kaufmännisch-gewerblichen Großbetriebes in Frage komme, die, weil sie außer der gemeinsamen Arbeitsstätte im wesentlichen die Merkmale des Fabrikbetriebes aufweise, nicht als Handwerk, aber doch auch nicht als reiner Fabrik angesehen werden könne. Eine Bauunternehmung sei daher nicht zu den Kosten der Handwerkskammer heranzuziehen.

In einer Entscheidung der Regierung von Oberbayern vom 26. März 1925 wird die von der Handwerkskammer vertretene völlig irrige Anschauung, daß Beton- und Tiefbauunternehmungen als handwerkliche Großbetriebe anzusprechen seien, abgelehnt, da es für eine derartige Annahme unerläßlich sei, daß der Gesamtbetrieb getragen wird von der schöpferischen Tätigkeit des leitenden Unternehmers und daß sein handwerkliches Können den Betrieb bis in seine Einzelheiten zum mindesten überwacht und beherrscht. Ein derartiges Merkmal läge aber bei einer großen Bauunternehmung nicht vor. Die dort wesentliche und durchgreifende Arbeitsteilung unter Leitung des Unternehmers schließe die Annahme eines Handwerksbetriebes aus.

Schließlich hat noch der Vorstand der Wartburgstadt Eisenach, gestützt auf die fast „ständige" Rechtsprechung der höheren Verwaltungsbehörden, in einer kurzen Entschließung vom 27. März 1925 die Streichung einer Eisenbetonbauunternehmung aus der Handwerkskammerbeitragsliste angeordnet.

Demgegenüber steht allerdings eine einigermaßen unverständliche Entscheidung des Oberpräsidenten der Provinz Ostpreußen, in welcher eine Eisenbetonbauunternehmung — gestützt auf zwei Entscheidungen höherer Verwaltungsbehörden aus dem Jahre 1911 — als handwerkskammerbeitragspflichtig erklärt wird. Dieser Behörde sind offenbar die allein in der Nachkriegszeit ergangenen 10 Entscheidungen höherer Verwaltungsbehörden und auch ein Gutachten des Landesgewerbeamtes im Preuß. Ministerium für Handel und Gewerbe aus dem Jahre 1923, in dem anerkannt wird, daß Beton- und Tiefbauunternehmungen nicht zum Handwerk gehören, unbekannt geblieben[1]). Dafür werden als Kronzeugen zwei 14 Jahre alte, völlig überholte Entscheidungen zitiert. Der Herr Oberpräsident ist von der zuständigen Berufsvertretung der Beton- und Eisenbetonbauunternehmungen auf die andersartige Meinung der neueren ständigen Rechtsprechung der höheren Verwaltungsbehörden aufmerksam gemacht worden. Dr. R.

Aus den neuen Steuergesetzen. Die Grunderwerbsteuer wird am 1. September von 4 auf 3 vH herabgesetzt. Werden anläßlich einer Neugründung oder einer Kapitalerhöhung Grundstücke gegen Gewährung von Gesellschaftsrechten eingebracht und muß für diese Einbringung Kapitalverkehrssteuer entrichtet werden, so dürfen in diesem Fall Länder und Gemeinde keine Zuschläge zur Reichsgrunderwerbsteuer erheben. — Die Wechselsteuer wird am 1. September auf 1 vT ermäßigt. Bei Nachversteuerung langfristiger Wechsel sinken die Sätze ebenfalls auf die Hälfte, also auf 2 bzw. 3 vT. Halbierung der Sätze tritt auch bei auf das Ausland gezogenen Wechseln ein. — Die Umsatzsteuer wird am 1. Oktober auf 1,25 vH gesenkt (erste Wirkung bei den Novemberauszahlungen). Eine weitere Herabsetzung auf 1 vH ab 1. Oktober wird geplant. Leider soll auch diesmal wieder, wie bei den bisherigen Herabsetzungen, ein zivilrechtlicher Anspruch auf Preisermäßigung gewährt werden bei Verträgen, die vor dem 15. August abgeschlossen sind, aber erst nach dem 30. September erfüllt werden. Die Bauindustrie mit ihren langfristigen Verträgen wird diesen Nachlaß mit Rücksicht auf die Festpreisbewegung nicht begrüßen, vor allem aber auch deshalb nicht, weil sie ihre Bauausführungen häufig zu Verlustpreisen übernehmen mußte und trotzdem nun also nicht überwälzte Steuern noch vergüten soll. — Änderung der Reichsabgabenordnung. Auf Anregungen des Zentrums zurückgehend wird die steuerliche Buch- und Betriebsprüfung ausgebaut. Auf Ausbildung und Spezialisierung der Revisionsbeamten soll größter Wert gelegt werden. In Großbetrieben (im Sinne der Betriebsstatistik, also mit über 50 Arbeitern) soll mindestens alle drei Jahre eine Buch- und Betriebsprüfung stattfinden. Bei den Verhandlungen über das Gesetz wurde mitgeteilt, daß dem Präsidenten des Landesfinanzamtes Brandenburg die für eine Zentralisierung geeigneten Angelegenheiten auf dem Gebiete der Buch- und Betriebsprüfung für das ganze Reich unterstellt seien. Den Steuerausschüssen für Einkommen-, Vermögen- und Erbschaftssteuer sollen die Listen mit den Veranlagungsergebnissen zur Kontrolle der Veranlagung vorgelegt werden. — Kapitalverkehrssteuer. Die Allgemeine Gesellschaftssteuer (bei Neugründung, Kapitalerhöhung) wird ab 1. 9. 25 von 5 auf 4 vH ermäßigt, die sogen. Fusionssteuer sinkt auf 2 vH. Die Emissionssteuer für Industrieobligationen beträgt nicht mehr 3 vH, sondern ab 1. 9. 25 2 vH. — Die Aufsichtsratsteuer entfällt ab 1. 1. 1925.

[1]) Vgl. die Schrift „Unternehmungen des Eisenbetonbaues gehören zur Industrie und nicht zum Handwerk," kostenlos zu beziehen vom Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband, Berlin W 30, Nollendorfplatz 3.

Die neue Sächsische Landespfandbriefanstalt.

Von Regierungsrat Dr. Spangenberg, Dresden.

Der sächsische Landtag hat kürzlich ein Gesetz über die Errichtung einer „Sächsischen Landespfandbriefanstalt" angenommen, das auch außerhalb Sachsens Beachtung verdient und gefunden hat, weil es einen ganz neuartigen Versuch darstellt, der Kreditnot unserer Wirtschaft zu steuern, die nach einer vorübergehenden Besserung durch Auslandskredite jetzt wieder stärker denn je bemerkbar wird. Die sächsische Regierung ging dabei von der Erwägung aus, daß die Betriebsmittel der Wirtschaft durch die Inflation größtenteils aufgezehrt worden sind und durch normale Bankkredite nur beschränkt ersetzt werden können. Denn einmal kommen dabei nur teure kurzfristige Personalkredite in Frage, und anderseits sind die Mittel der Banken selbst noch zu gering, da die Neubildung des Sparkapitals nur sehr langsam vor sich geht. Deshalb soll die Mobilisierung des Realvermögens von Industrie und Handel zur Ermöglichung eines langfristigen Realkredits versucht werden, und zwar auf dem Wege, der für den landwirtschaftlichen und städtischen Grundbesitz seit langem mit Erfolg beschritten worden ist: durch Gründung einer Pfandbriefbank.

Die Aufgabe des neuen Instituts ist die Förderung des Realkredits von Industrie, Handel und Gewerbe durch hypothekarische Darlehen. Die hierzu erforderlichen Mittel soll es sich durch Ausgabe von Industriepfandbriefen im Höchstbetrage von 20 Millionen M. schaffen, deren Ausstattung im einzelnen noch näher geregelt werden wird. Die Pfandbriefe müssen — wie bei anderen Hypothekenbanken — durch Hypotheken von mindestens gleicher Höhe gedeckt sein; sie sind mündelsicher. Zur Beleihung geeignet sind sächsische, Industrie, Handel oder Gewerbe dienende Grundstücke; aber auch andere in wirtschaftlichem Zusammenhang stehende Grundstücke desselben Eigentümers, z. B. die Villa eines Fabrikanten. Die Beleihungsgrenze ist sehr vorsichtig auf 30 vH des Schätzungswerts festgesetzt. Die Darlehen werden nach Wahl der Anstalt in bar oder in Pfandbriefen zum Nennwerte gegeben; die Rückzahlungen können in Pfandbriefen zum Nennwerte oder mit Zustimmung der Anstalt auch in bar erfolgen.

Es ist nun zwar möglich, daß dem Absatz der Pfandbriefe — namentlich anfangs — die gleichen wirtschaftlichen Schwierigkeiten entgegenstehen werden, die auch die Ursache der Kreditnot sind. Immerhin sind aber mündelsichere, wertbeständige Pfandbriefe auch heute noch ein verhältnismäßig beliebtes Anlagepapier. Außerdem ist zu erwarten, daß nicht nur der Staat selbst, sondern auch andere öffentliche Körperschäften den Absatz durch Anlegung verfügbarer Mittel fördern werden. Die zweite Schwierigkeit liegt in der Sicherheit derartiger Industriepfandbriefe. Hier hat aber das Gesetz derartig Vorsorge getroffen, daß sie an Sicherheit weder den landwirtschaftlichen noch den städtischen Bodenkreditpapieren nachstehen durften. Zunächst sind zur Deckung von Verlusten Serienrücklagen für jede einzelne Serie und eine allgemeine Rücklage geschaffen worden, die stark dotiert werden. Sind sie erschöpft, so werden die Darlehnsnehmer herangezogen, die über ihre Darlehnssumme hinaus in Höhe von 10 vH derselben für alle Verbindlichkeiten der Anstalt aus der gleichen Pfandbriefserie gesamtschuldnerisch haften. Bleibt auch dann noch ein ungedeckter Rest, so haftet das Grundkapital der Anstalt und letzten Endes die Staatskasse selbst, so daß Verluste der Pfandbriefbesitzer nach menschlichem Ermessen ausgeschlossen sind.

Die Pfandbriefanstalt, die ihre Geschäfte am 1. Oktober d. Js. aufnehmen soll, wird zwar vom Staate gegründet, der auch das Grundkapital von einer Million RM. einzahlt; sie steht auch unter Staatsaufsicht und der Staat haftet für alle ihre Verbindlichkeiten. Rechtlich ist sie aber kein Staatsbetrieb, sondern eine gemeinnützige rechtsfähige Anstalt mit eigenem Vermögen. Dadurch unterscheidet sie sich andererseits wieder von dem Plane der sogen. „Industrieschaften", worunter Pfandbriefbanken zu verstehen sind, die von den zu diesem Zweck zusammengeschlossenen Industriekreisen selbst zu schaffen wären. Die Organisation der neuen Bank ist aber dadurch so sehr als möglich vereinfacht und verbilligt, daß die Geschäfte des Direktoriums vom Direktorium der Sächsischen Staatsbank mit geführt werden sollen. Dadurch ist zugleich ermöglicht, daß die Anstalt ihre Geschäfte schon sehr bald aufnehmen kann. Außer dem Direktorium sind an Organen noch ein Staatskommissar, der die Aufsicht über die Bank führt, ein Verwaltungsrat und örtliche Kreditausschüsse für jeden Handelskammerbezirk vorgesehen, denen bei der Bearbeitung der Kreditgesuche ein erheblicher Einfluß eingeräumt ist.

Im Interesse unserer an einer immer stärkeren Knappheit der Betriebsmittel leidenden Wirtschaft ist dringend zu wünschen, daß dieser zum ersten Male begangene Weg der Abhilfe zu einem vollen Erfolge führt. Jedenfalls darf man gespannt sein, ob andere Länder dem sächsischen Beispiele, dessen grundsätzliche Bedeutung für das gesamte deutsche Wirtschaftsleben vielfach anerkannt worden ist, folgen werden.

Anmerkung: Die Gründung dieser Bank ist über den engeren Kreis, für den sie zunächst bestimmt ist, hinaus von grundsätzlicher Bedeutung, weil sie einen ganz neuartigen Versuch darstellt, der Kreditnot zu steuern. Dementsprechend dürfte ihre Beschreibung auch unserem Leserkreis allgemeines Interesse bieten.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 20. August.)

Verordnung über die Anmeldung, den Nachweis und den Ausschluß von Rechten aus aufgewerteten Industrieobligationen und verwandten Schuldverschreibungen. Vom 10. August 1925. (R.Anz. 18 auch RGBl. Nr. 38.) Enthält Durchführungsbestimmungen zu § Abs. 3 des Aufwertungsgesetzes über bei Banken eingereichte Schuldverschreibungen.

Errichtung von Arbeitsnachweisgebäuden mit Mitteln der Erwerbslosenfürsorge. Erlaß des Reichsarbeitsministeriums an den Präsidenten der Reichsarbeitsverwaltung vom 19. VI. 25 und 23. VII. 25 (R.Arb.Bl. S. 325) für Darlehen zum Bau von Arbeitsnachweisgebäuden werden aus Reichsmitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge 3 Millionen Mark zur Verfügung gestellt unter der Voraussetzung, daß sich die Länder im Einzelfall der Darlehensgewährung mit dem gleichen Betrage beteiligen wie das Reich. Auch für die Verzinsung und Tilgung dieser Darlehen können darüber hinaus Reichsmittel herangezogen werden, Voraussetzung für die Bewilligung der Mittel ist (außer der erwähnten Beteiligung der Länder in gleicher Höhe wie das Reich), daß die Bauten nach Lage des Arbeitsmarktes besonders dringend sind und vor allem kein Mangel an Bauarbeitern herrscht, so daß vielleicht Heranziehung ausländischer Bauarbeiter die Folge wäre. Die früheren Erlass über Facharbeitermangel im Baugewerbe (zeitliche Verteilung der Bauarbeiten, zwischenörtlicher Ausgleich von Arbeitskräften, vgl. Bauing. S. 272) sind zu beachten. Jeder entbehrliche Aufwand bei der Ausstattung der Gebäude ist zu vermeiden.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

Reichsgericht. Koalitionsfreiheit und Mitgliedstreue in Arbeitgeberverbänden. Ein Arbeitgeberverband hatte eine Aussperrung der Arbeitnehmer in den Betrieben seiner Mitglieder angeordnet. Ein Mitglied war seiner Anordnung zunächst nachgekommen hatte aber die Aussperrung in seinen Betrieben nicht mehr aufrecht erhalten. Der Verband verlangte klageweise die Zahlung der satzungsgemäß gegen das Mitglied festgesetzten Vertragsstrafe von 3000 Goldmark. Das Reichsgericht hat die Klage für zulässig erklärt und dabei gleichzeitig festgestellt, daß der bisherige § 152 Abs. 2 der Gewerbeordnung durch den Artikel 159 der Reichsverfassung aufgehoben sei.

Der § 152 Abs. 2 der GO. begründete zwar die Koalitionsfreiheit versagte jedoch der Vereinigung jeden zivilrechtlichen Schutz und gab den Teilnehmern ein beliebiges Rücktrittsrecht. Diese Unvollkommenheit sollte nach dem Willen der Nationalversammlung durch den Artikel 159 der neuen Verfassung beseitigt werden. Darin wird auch jede Maßnahme, also auch § 152, Abs. 2 der GO., für rechtswidrig erklärt, die die Vereinigungsfreiheit einschränkt. Die Koalitionsfreiheit würde in Wahrheit ein Schattenbild sein, wenn nicht auch das Recht der Gesamtheit der Teilnehmer einer Vereinigung geschützt wäre die zur Durchführung des Koalitionszwecks erforderlichen Maßnahmen zu treffen, z. B. Vertragsstrafen gegen unbotmäßige, dem Verbandszweck zuwiderhandelnde Mitglieder festzusetzen und einzuklagen. (RG. IV. 2. VII. 25.)

Arbeitsrecht. Zulässigkeit der Erteilung einer schlechten Auskunft über einen Arbeitnehmer. Nach § 113 der Gewerbeordnung können die Arbeiter über die Art und Dauer ihrer Beschäftigung ein Zeugnis fordern, das nur auf Verlangen der Arbeiter auch auf Führung und Leistung auszudehnen ist. Ein Reichsgerichtsurteil vom 20. II. d. Js. hat betont, daß in ein Zeugnis herabsetzende Äußerungen aus rein persönlicher Auffassung nicht aufgenommen werden dürfen, wohl aber können Pflichtverletzungen, die nachweislich sind, Aufnahme finden (vgl. Bauing. S. 449). Die vorherrschende Meinung, daß das Zeugnis so abgefaßt sein müsse, daß es dem Fortkommen des Arbeitnehmers nicht hinderlich ist, und die dieser Meinung folgende Praxis der Schlichtungsausschüsse haben dahin geführt, daß der Wert des Arbeitszeugnisses mehr und mehr sank und die Auskunfterteilung immer größere Bedeutung gewann. Die Frage, ob eine Auskunft auch dann erteilt werden darf, wenn sie dem Fortkommen des Arbeitnehmers hinderlich sein kann, beantwortet ein Urteil des Gewerbegerichts Berlin vom 8. 10. 1924 wie folgt: „Wahrheitsgemäße Auskunft des Arbeitgebers über den Arbeitnehmer ist gesetzlich zulässig, selbst wenn sie schlecht ist, und macht den Arbeitgeber nicht schadensersatzpflichtig, wenn andere Arbeitgeber deswegen die Einstellung des Arbeitnehmers ablehnen oder ihn entlassen. .... Die Firmen handeln nur in Wahrung berechtigter Interessen, wenn sie bei Neuaufstellungen Erkundigungen einziehen und nur solche Arbeiter behalten, gegen deren Zuverlässigkeit nichts einzuwenden ist, und wenn sie sich in dieser Hinsicht gegenseitig Auskunft geben." (1750/24, Gew.-Ger. R 11).

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 2. Juli 1925.

Kl. 20 a, Gr. 17. K. 86 355. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Übergangsstelle vom Landschnell- zum Unterwasserschnellverkehr. 22. VI. 23.

Kl. 20 i, Gr. 36. A 41633. Wilhelm Ackermann, Linden-Ruhr. Sicherheitseinrichtungen für elektrische Grubenbahnen. 21. II. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. S 61 905. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Verfahren zum Entleeren von an Kabelkränen verwendeten Förderkübeln 18. I. 23.

Kl. 37 b, Gr. 3. G 60 945. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel mit beschränkter Haftung, Saarbrücken. Mast aus gelenkig miteinander verbundenen Teilen. 13. III. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. Z 14 550. Fa. Karl Zeiß, Jena. Knotenpunktverbindung für eiserne Netzwerke. 8. XI. 22.

Kl. 80 b, Gr. 22. N 22 765. Wilhelm Neuhaus, Hohenzollern Str. 99 und Emil Opderbeck, Gelsenkirchen, Wildenbruch-Str. 78. Herstellung poröser Körper, insbesondere für Bauzwecke als Isolierkörper aus Rückständen oder Abfällen der Kohlenaufbereitung. 19. I. 24.

Kl. 80 b, Gr. 22. N 22 868. Wilhelm Neuhaus, Hohenzollern Str. 99 und Emil Opderbeck, Gelsenkirchen, Wildenbruch-Str. 78. Herstellung poröser Körper, insbesondere für Bauzwecke als Isolierkörper aus Rückständen oder Abfällen der Kohlenaufbereitung; Zus. z. Anm. N 22 765. 15. II. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 64 054. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Sieb- oder Rechenband zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung; Zus. z. Pat. 386 290. 16. IV. 25.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 27 vom 9. Juli 1925.

Kl. 19 d, Gr. 5. D 44 974. Fa. Deutsche Maschinenfabrik A. G., Duisburg. Verschiebebrücke für Wasserstraßen, Häfen oder dgl. 18. II. 24.

Kl. 20 i, Gr. 42. S 66 130. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige Sicherung für eingleisige Strecken. 26. V. 24.

Kl. 80 a, Gr. 13. A 39 197. Ambi Verwaltung Kommanditgesellschaft auf Aktien, Berlin. Mit Druckluft betriebene Stampfeinrichtung zur Herstellung von Beton- und Kunststeinwaren. 15. I. 23.

Kl. 80 a, Gr. 57. Sch 69 683. Schlosserwerk A. G., Berlin. Vorrichtung zum Aufrauhen der Außenflächen von in Formen hergestellten Zementsteinen. 23. II. 24.

Kl. 80 b, Gr. 17. S 61 013. Edward Arthur Sawkins, London; Vertr.: Albert Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Kunststeinmasse. 5. X. 22.

Kl. 84 c, Gr. 1. S 61 418. Siemens Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft Berlin. Einrichtung zur Ausübung des Verfahrens zum Absenken des Grundwassers; Zus. z. Pat. 400 061. 21. XI. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. B 114 097. Paul Brandt, Berlin-Dahlem, Parkstr. 37. Selbsttätig beweglicher Überwurfschutz für Tiefbagger-Knickleitern. 15. V. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 88 607. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Löffelbagger mit einer Vorschubmaschine für den Löffelstiel und einem durch die Vorschubmaschine bei gleichzeitiger Verschiebung des Löffelstiels verstellbaren Löffelverschluß. 21. II. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 118 072. Heinrich Blunk, Mozartstr. 7 und Friedrich Klewinghaus, Essen, Ladenspelder Str. 85. Verfahren und Vorrichtung zur Trennung des aus dem Abwasser in Sandfängen gewonnenen Sandes vom Schlamm. 7. II. 25.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 28 vom 16. Juli 1925.

Kl. 20 i, Gr. 29. R 63 958. Walter Sydney Roberts, Ormskirk, Lancashire und The Railway Signal Company, Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy und Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte Berlin SW 11. Zugmarkensystem zur Regelung des Bahnverkehrs. 4. IV. 25. England 14. IV. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. E 31 943. Otto A. Engel, Hamburg, Mesterkamp 34. Vorrichtung zur aerodynamischen Signalübermittlung an fahrenden Eisenbahnzügen. 26. I. 25.

Kl. 20 i, Gr. 38. W 67 903. The Westinghouse Brake u. Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnsignalapparat. 12. XII. 24. V. St. Amerika 24. I. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 87 007. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen-Ruhr. Mit einer Vorschubmaschine für den Löffelstiel versehener Löffelbagger. 29. VIII. 23.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Dr.-Ing Hugo Seitz, Grundlagen des Ingenieurholzbaus. 120 S. Verlag Julius Springer, Berlin 1925. Preis geheftet M. 5.70, gebunden M. 6.90.

In der vorliegenden Schrift nimmt der leitende Ingenieur der Holzbauabteilung der Firma Karl Kübler A.-G. Stuttgart Stellung zu Fragen, denen bei Aufstellung von Vorschriften für Ingenieur-Holzkonstruktionen durch die Reichsbahn[1]) und durch den Normenausschuß der deutschen Industrie besondere Bedeutung zukam und noch zukommt. Durch Erörterung der heute vorliegenden Ergebnisse aus Versuchen mit Holz und Holzverbindungen werden die Grundlagen des Holzbaus systematisch entwickelt und anschaulich dargelegt. Der reiche Erfahrungsschatz, aus dem Seitz schöpfen kann, blieb nicht ungenutzt; Versuch und Erfahrung sind in anregende Beziehung gebracht. Es kommt die Pionierarbeit zur Geltung, welche der Ingenieurholzbau der Firma Karl Kübler A.-G. und ihren Ingenieuren, sowie Schächterle als führendem Ingenieur der Reichsbahn verdankt.

Der erste Hauptabschnitt betrifft das Rundholz und seine Zurichtung. Die Grundlagen des Aufbaus des Holzes, die Einflüsse der Natur auf die Entwicklung des Holzes und manches andere sind hier in bezug auf die Bedürfnisse des ausführenden Ingenieurs gekennzeichnet.

Im zweiten Hauptabschnitt wird ausführlich auf die Belastungsannahmen, die Festigkeitseigenschaften des Holzes und die Verbindungsmittel eingegangen. Seitz spricht sich hier für Erhöhung der zulässigen Zuganstrengung des Nadelholzes von 100 auf 120 kg/cm² aus. Dieser Vorschlag wird nur Zustimmung finden, wenn für besondere Sorgfalt bei der Auswahl des Holzes und der Herstellung des Bauwerks Gewähr übernommen werden kann. Der Einfluß von Ästen und Wuchsmängeln des Holzes dürfte bei Zuganstrengung ähnliche Bedeutung haben wie bei Druckanstrengung. Es sei hierzu auf eine Mitteilung des Berichterstatters in den Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, 1921 S. 70 unter 4 c verwiesen. Weiteres ergibt sich aus den Versuchen mit Dübelverbindungen, die gelegentlich nicht an der Dübelverbindung, sondern im Zugholz gebrochen sind (vgl. die in Fußbemerkung 1 verzeichnete Schrift von Schächterle, z. B. S. 118 daselbst).

[1]) Vgl. Schächterle, Ingenieurholzbauten bei der Reichsbahndirektion Stuttgart, S. 12 uf.

In bezug auf die Beanspruchung des Holzes quer zur Faser tritt Seitz der Auffassung bei, daß hier die Größe der Formänderung entscheidend sein solle, umso mehr als die Druckfestigkeit des Holzes quer

Abb. 1.

zur Faser kein eindeutiger Begriff ist, wie z. B. Abb. 1, gültig für Kiefernholz, erkennen läßt[2]); im unteren Linienzug ist P_1 die Last, nach welcher

[2]) Vgl. Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, 1921, S. 90.

das Holz quer zur Faser unter langsamer Lastzunahme stark nachgibt; P_1 bedeutet hier für den Konstrukteur die Last, die in der Regel nicht überschritten werden kann und meist nicht erreicht werden sollte; die Höchstlast und damit die Druckfestigkeit im üblichen Gebrauch beträgt im unteren Linienzug der Abbildung 1 mehr als das 4-fache von P_1.

In bezug auf die Dimensionierung der Druckstäbe schließt sich Seitz dem Verfahren an, daß die Reichsbahn für Eisenbauten eingeführt hat. Bei astlosem, geradwüchsigem Holz hat sich nach neueren Beobachtungen, die der Berichterstatter bei Versuchen — hauptsächlich mit den Studierenden des Bauingenieurwesens — gemacht hat, bestätigt, daß die Eulergleichung in allgemeiner Form anwendbar ist, wie Abb. 2 nachweist, wobei es sich um altes, astfreies, lufttrockenes Fichtenholz handelt. Bei Stäben mit $l : i = 60$ und mehr liegen die Versuchswerte in der Regel über der Eulerlinie mit $\alpha = 1/100000$, bei kürzeren Stäben werden Beanspruchungen erreicht, für die α größer ist, weshalb die Höchstlast mehr und mehr unter der eingezeichneten Kurve liegen muß; bei kurzen Stäben ($l : i$ kleiner als 50) ist die Druckfestigkeit des Holzes maßgebend.

Abb. 2.

Nachdrücklich tritt Seitz für die Berücksichtigung der Durchfeuchtung des Holzes ein. Hierzu seien die Ergebnisse von besonderen Feststellungen angefügt, die der Berichterstatter kürzlich zum Abschluß brachte und die zu den Ausführungen von Seitz weitergehende Aufschlüsse geben.

	Lagerung im geheizten Raum		Lagerung unter Wasser	
	Reihe a) kg/cm²	Reihe b) kg/cm²	Reihe a) kg/cm²	Reihe b) kg/cm²
Druckfestigkeit des Holzes bei Beginn der Versuche	354	324	—	—
8 Tage später	—	—	151	135
3 Monate später	411	348	154	133
1 Jahr später	428	351	165	136
2 Jahre später	403	323	154	129

Das im Wasser liegende Holz lieferte somit rd $^4/_{10}$ der Festigkeit des lufttrockenen Holzes.

In bezug auf die Elastizität des Holzes kann dem Vorschlag, $\alpha = {}^1/_{100000}$ als Dehnungszahl bei Beanspruchung parallel der Faser beizubehalten, wohl zugestimmt werden; doch wird nicht außer acht zu lassen sein, daß α bei frischem Holz nicht selten bis herauf zu $^1/_{80000}$, vereinzelt auch noch höher ermittelt worden ist.

Zur Beurteilung der Widerstandsfähigkeit von gegliederten Druckstäben fehlen leider bis jetzt ausreichende Grundlagen; doch sind Versuche eingeleitet.

Ausführlich sind die Verbindungsmittel behandelt. Hierzu hat Schächterle gleichzeitig weitere Unterlagen veröffentlicht[3]), so daß nunmehr eine zusammenfassende Erörterung möglich erscheint, die ausreichende Klarstellung bieten dürfte.

Seitz hat mehrfach auf empfindliche Lücken unserer Erkenntnisse über das Holz als Baustoff hingewiesen. U. a. ist bemerkt, daß die Dauer der Belastung einen wesentlichen Einfluß auf die Formänderungen ausübt; dasselbe gilt natürlich auch in bezug auf die Festigkeit. Wenn dieser Gedankengang weiter verfolgt wird, so dürfte daraus erneut der Anlaß entstehen, den Begriff „Sicherheit" im heute üblichen Sinn (Verhältnis der zulässigen Anstrengung zur entsprechenden Festigkeit bei Versuchen von kurzer Dauer) zu verlassen. Die wirkliche Sicherheit kann nur durch langdauernde Beobachtungen an ausgeführten Bauten erkannt werden. Die zulässige Anstrengung ist lediglich eine Rechnungsgröße, die auf Grund der Erfahrung bei einem bestimmten Rechnungsgang zu Abmessungen der Bauteile oder Bauwerke führt, die für den geplanten Gebrauch ausreichende Widerstandsfähigkeit besitzen und mehr oder minder lange Zeit dem beabsichtigten Zweck dienen können. Wenn Mauerpfeiler bestimmter Größe und Ausführung 105 kg/cm² Druckfestigkeit besitzen — diese festgestellt durch den einfachen, üblichen Druckversuch — und wenn diese Pfeiler mit 35 kg/cm² dauernd belastet werden, so besteht keinesfalls dreifache „Sicherheit", weil das Mauerwerk dauernd weniger als 105 kg/cm² tragen würde, soweit die heutige Erkenntnis reicht, wohl nur etwa die Hälfte. Eine dauernde Überlastung des Pfeilers über 35 kg/cm² hinaus wäre nur in beschränktem Maße möglich, soll der Einsturz vermieden werden. Ähnliches gilt für andere Bauglieder.

Über die Widerstandsfähigkeit des Holzes bei oftmaliger Belastung liegen bis jetzt nur Versuche aus dem National Physical Laboratory in Teddington vor[4]). In Spruce-Holz traten bei Biegungsbelastung nach Wöhler die ersten Risse auf

nach 5 920 000 Umdrehungen, wenn σ zwischen ± 178 kg/cm²,
„ 16 250 000 „ „ σ „ ± 139 „

wechselte. Wenn die Anstrengung zwischen ± 115 kg/cm² blieb, trat während 125 700 000 Lastwechseln keine Zerstörung ein.

Die Widerstandsfähigkeit bei oftmaliger Belastung, bei Wechselbelastung in der Regel Schwingungsfestigkeit genannt, betrug also mehr als ± 115 kg/cm², wahrscheinlich mindestens 130 kg/cm². Die Zugfestigkeit bei einfacher Belastung betrug 480 kg/cm². Das Verhältnis der Schwingungsprüfung zur Zugfestigkeit fand sich somit zu

$$130 : 480 = 0{,}27 : 1.$$

Dieses Ergebnis, gültig für Belastungsverhältnisse, die im Holzbau, überhaupt für Ingenieurbauten nicht auftreten, steht ausreichend im Einklang mit Beobachtungen an andern Stoffen; es gibt keinen Anlaß zur Verminderung der heute zulässigen Anstrengungen, beleuchtet aber das über die „Sicherheit" Gesagte.

Die Arbeit verdient aufmerksame Beachtung. Wichtige Besonderheiten, deren Durchbildung bis heute nur von wenigen betrieben wird, sind erörtert. Wo die bisherigen Kenntnisse für die Gestaltung wichtiger Bauteile nicht ausreichen, ist Klarstellung gefordert.

Otto Graf.

[3]) Vgl. die in Fußbemerkung 1 genannte Schrift, S. 82 uf.
[4]) Report for the year 1915—1916, Seite 58 und 60.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 4. September 1925 Heft 22

STUDIEN ZUR BERECHNUNG UND KONSTRUKTION MEHRSTIELIGER STOCKWERKRAHMEN.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Günter Worch, Darmstadt.

Kapitel I. Problemstellung.

Unter einem mehrstieligen Stockwerkrahmen versteht man im allgemeinen ein Tragwerk, bestehend aus beliebig vielen Riegeln und Stielen, die sämtlich in den Knotenpunkten biegungsfest miteinander verbunden sind (vgl. Abb. 1). Ein solches System ist 3 m n-fach statisch unbestimmt, worin n die Anzahl der Öffnungen in wagerechter Richtung und m die Anzahl der Geschosse bedeutet.

Abb. 1.

Über die statische Untersuchung solcher hochgradig unbestimmten Systeme ist in der Literatur schon verschiedentlich geschrieben worden. Die meisten Autoren behandeln indessen nicht den allgemeinen Fall, sondern nur gewisse Teilaufgaben, andere wieder versuchen, auf Grund mehr oder weniger willkürlicher Annahmen auch für den allgemeinen Fall zu einer Lösung zu gelangen [1]). Eine genaue und doch allgemeine Behandlung dieser Aufgabe zu geben, blieb keinem Geringeren als unserem Altmeister Fr. Engesser vorbehalten [2]). Engesser verwendet zur Berechnung ein Iterationsverfahren; er berücksichtigt zunächst nur die Hauptformänderungen und nimmt alle übrigen Teile als starr und unveränderlich an. Die so entstehenden Werte nennt er „Stammwerte". Danach stellt er nacheinander die übrigen Formänderungen in Rechnung; die hierdurch erzielten Verbesserungen sind die „Zuschlagwerte" ersten, zweiten usw. n ten Grades. Zuletzt werden die vordem vernachlässigten Dehnungen der Stäbe berücksichtigt; dies ergibt die „Nebenspannungen".

Unabhängig von dieser Lösung soll nun in dieser Abhandlung gezeigt werden, wie man auf direktem Wege an dieses hochgradig statisch unbestimmte System herangehen und ganz allgemein die Berechnung durchführen kann (ruhende Belastung, Einflußlinien usw.). Als Grundidee liegt dieser Berechnung das sogenannte „Stufenverfahren" zugrunde, d. h. wir beginnen mit einem verhältnismäßig einfachen statisch unbestimmten System, gehen von diesem zu einem etwas höher unbestimmten System über usw. Im Gegensatz zu den Stufenverfahren von S. Müller und Pirlet [3]), bei denen die nächste Stufe aus der vorhergehenden durch Hinzufügen von nur einer einzigen Unbekannten entsteht, ist hier mit größeren Stufen gearbeitet worden; wir gehen vom i fach statisch unbestimmten System direkt zum $(i + k)$-fachen über, wobei $k > 1$ ist [4]). Die Wahl der statisch unbestimmten Größen innerhalb der einzelnen Berechnungsstufen wurde so vorgenommen, daß sich zur Ermittlung der Unbekannten mehrgliedrige Gleichungen bzw. Gleichungssysteme ergeben, für deren Auflösung bereits für die Praxis recht bequeme Lösungsverfahren vorliegen (z. B. von Müller-Breslau, Hertwig, Ostenfeld, Lewe u. a. m.). Wird die Auflösung dieser Gleichungen bei sehr vielen Unbekannten schwierig, so wird wiederum eine weitere Berechnungsstufe eingeschaltet usw.

Außer dem allseits verspannten Stockwerkrahmen soll in dieser Abhandlung nun noch eine Reihe von Systemen betrachtet werden, die aus dem in Abb. 1 angegebenen Tragwerk durch Einschalten von Gelenken entstehen (Abb. 2—5). Man erkennt sofort, daß diese Systeme von erheblich geringerer statischer Unbestimmtheit sind als das allseits verspannte System; es wird sich zeigen, daß auch die statische Berechnung sich ganz bedeutend einfacher und bequemer durchführen läßt als bei dem Tragwerk nach Abb. 1.

Abb. 2. System A 1.

Abb. 3. System B 1.

Abb. 4. System A 2.

Abb. 5. System B 2.

Aber nicht allein in statischer, sondern auch in konstruktiver Hinsicht sowie auch mit Rücksicht auf die Ausführung können die gelenkigen Systeme gegenüber dem allseits verspannten System Vorteile aufweisen.

[1]) Vgl. z. B.: H. Marcus, Studien über mehrfach gestützte Rahmen- und Bogenträger. J. Springer, 1911. — A. Bendixsen, Die Methode der Alpha-Gleichungen zur Berechnung von Rahmenkonstruktionen. J. Springer, 1914. — E. Pichl, Untersuchung mehrstieliger Stockwerkrahmen für Winddruck. Der Bauingenieur 1922, S. 375.

[2]) Fr. Engesser, Die Berechnung der Stockwerkrahmen. Der Eisenbau 1920, S. 81. Ähnliche Ansätze finden sich auch in der Abhandlung von Bechyně, Beitrag zur Berechnung biegungsfester Stockwerkrahmen. Beton und Eisen 1919, S. 138.

[3]) S. Müller, Zur Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Tragwerke. Zentralblatt der Bauverw. 1907, S. 23. — J. Pirlet, Die Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Der Eisenbau 1910, S. 331.

[4]) Dieses Verfahren als allgemeine Methode hat Herr Prof. Dr.-Ing. E. Kammer 1914 in seiner Dissertation „Statisch unbestimmte Hauptsysteme" (Armierter Beton 1914, Heft 4 u. 5) behandelt; von ihm erhielt ich auch die Anregung zu dieser Arbeit.

So weiß man z. B. aus den Arbeiten über den einfachen beiderseits eingespannten Rahmen (bzw. Bogen), daß dieses Tragwerk wegen seiner verhältnismäßig großen Steifigkeit recht empfindlich ist gegen Temperaturänderungen, Schwinderscheinungen (bei Eisenbetonkonstruktionen) und Widerlagerbewegungen. Diesem Nachteil sucht man in der Praxis häufig durch Einschalten von Gelenken vorzubeugen (Ein- und Zweigelenkrahmen bzw. -bogen).

Abb. 6. Statisch unbestimmtes Hauptsystem.

Abb. 7. Grundsystem.

Abb. 8. Momentenfläche infolge Zustand $X_i = -1$ am Grundsystem.

Dieselben Nachteile, nur noch in weit größerem Maße, werden auch bei dem allseits verspannten mehrstieligen Stockwerkrahmen auftreten, der doch noch sehr viel steifer ist als der gewöhnliche eingespannte Rahmen. Es liegt nun die Vermutung nahe, daß auch bei diesem System durch Einschalten von Gelenken, wie sie z. B. die Tragwerke in Abb. 2 bis 5 aufweisen, diesen unerwünschten Nebeneinflüssen wirksam entgegengearbeitet werden kann.

Abb. 9. Zustand $X_i = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem.

Teilzustand a.

Teilzustand b.

Abb. 10. Momentenfläche infolge Zustand $X_i = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem.

Was den Vergleich hinsichtlich der Ausführung des allseits verspannten und des mehr oder weniger gelenkig ausgebildeten Stockwerkrahmens anbelangt, kann man ungefähr kurz folgendes sagen:

Die Erfahrungen im Eisenbau haben gezeigt, daß die Kosten der Herstellung biegungsfester Stöße und Ecken auf Montage häufig höher kommen als die Ersparnisse an Material betragen, die durch Anordnung biegungsfester Teile gegenüber einer gelenkigen Ausbildung erzielt werden.

Dem Wesen der Eisenbetonbauweise entspricht allerdings die steife, biegungsfeste Ausbildung mehr als die gelenkige; immerhin wird es sich auch bei derartigen Ausführungen empfehlen, die Möglichkeit eines gelenkigen Anschlusses der Stützenfüße innerhalb jedes Stockwerkes in Erwägung zu ziehen, da hierdurch ein leichtes und übersichtlicheres Arbeiten auf der Baustelle ermöglicht wird. —

Diese wenigen Bemerkungen mögen genügen, um zu zeigen, daß die Betrachtungen der verschiedenen Systeme nicht etwa nur eine statische Spielerei darstellen, sondern daß sie auch für den praktisch tätigen Ingenieur von Wert sein können. Welches von den behandelten Tragwerken sich nun für die Praxis am günstigsten verhält, kann und soll an dieser Stelle indessen nicht entschieden werden, diese Frage wird man von Fall zu Fall an Hand von Vergleichsrechnungen zu beantworten haben. In dieser Abhandlung soll vielmehr lediglich die Berechnung der verschiedenen Systeme dargelegt werden, um dem Ingenieur der Praxis die Grundlagen zu seinen vergleichenden Untersuchungen zu geben.

Kapitel II.

Statische Untersuchung des Systemes A 1.

Das System A 1 (vgl. Abb. 2) ist — wieder unter der Voraussetzung, daß n + 1 Stützenreihen und m Riegel vorhanden sind — m n-fach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen X wählen wir zweckmäßig die Momente in den steifen Knotenpunkten des rechten äußersten Stieles. Das so entstehende, immer noch m (n — 1)-fach statisch unbestimmte Hauptsystem mit den angreifenden Momenten X ist in Abb. 6 dargestellt. Daneben sei auch gleich das statisch bestimmte Hauptsystem oder Grundsystem, wie wir es kurz nennen wollen, angegeben (Abb. 7).

Die Momentenfläche für den Zustand $X_i = -1$ (sowohl am statisch unbestimmten Hauptsystem als auch am Grundsystem) erstreckt sich, wie man sofort erkennt, nur auf die Stabteile des i ten Stockwerkes, denn alle anderen Stäbe sind gelenkig an dieses angeschlossen; auf diese können also keine Momente übertragen werden.

Abb. 11. Momentenfläche infolge Belastung der Öffnung (r — 1, i) — r i im Grundsystem.

Abb. 12. Momentenfläche infolge Windbelastung am Grundsystem.

Machen wir nun die bei Rahmenuntersuchungen übliche Annahme, daß der Einfluß der Längs- und Querkräfte auf die

Formänderungen vernachlässigt werden kann (diese Voraussetzung soll nicht nur für dieses System, sondern für die gesamte Rechnung gelten), so ergeben sich die $E\,J_c$-fachen Verschiebungen bzw. hier Verdrehungen δ_{ik}, die wir in der Form [i k] schreiben wollen, zu:

$$[i\,k] = \int M_i\,M_k\,d\,s',$$

worin $d\,s' = d\,s\,\frac{J_c}{J}$ ist.

Erinnern wir uns, daß sich die Momentenfläche für den Zustand $X_i = -1$ nur über die Stäbe des i-ten Stockwerks erstreckt, infolgedessen die für den Zustand $X_k = -1$ nur über die Stäbe des k-ten Stockwerkes, so erkennen wir sofort, daß sämtliche Ausdrücke [i k] (mit ungleichen Buchstaben in der eckigen Klammer) zu Null werden und daß nur die Werte [i i] (mit gleichen Buchstaben in der Klammer) einen von Null verschiedenen Wert erhalten.

Zur Berechnung der m Unbekannten X_1 bis X_m stehen uns also m eingliedrige Elastizitätsgleichungen zur Verfügung, jede Unbekannte X ergibt sich aus nur einer Gleichung mit einer Unbekannten. Das Schema dieser m Elastizitätsgleichungen hat folgendes Aussehen:

X_1	X_{i-1}	X_i	X_{i+1}	X_{m-1}	X_m	
[11]						$= Z_1$
	$[(i-1)(i-1)]$					$= Z_{i-1}$
		[i i]				$= Z_i$
			$[(i+1)(i+1)]$			$= Z_{i+1}$
				$[(m-1)(m-1)]$		$= Z_{m-1}$
					[m m]	$= Z_m$

Wir erhalten also z. B.

$$X_i = \frac{Z_i}{[i\,i]}$$

Zur Ermittlung der [ii]-Werte brauchen wir, wie bereits erwähnt, die Momentenfläche für den Zustand $X_i = -1$; am Grundsystem ergibt sich diese sofort nach Abb. 8 (der Einfachheit halber ist nur das i-te Stockwerk gezeichnet).

Für das statisch unbestimmte Hauptsystem — ein durchlaufender Träger auf n + 1 Stützen nach Abb. 9 — erhalten wir für den Zustand $X_i = -1$ die Momente (im Riegel) über den Innenpendelstützen entweder durch Ansetzen und Auflösen der Clapeyronschen Gleichungen oder, was im Prinzip dasselbe ist, mit Hilfe der Festpunkte des durchlaufenden Trägers durch Superposition nach Abb. 10.

Abb. 13.

Abb. 14.

Momentenflächen infolge Zustand:

Abb. 15.

Abb. 16.

Abb. 17.

Bei der zahlenmäßigen Ermittlung des Ausdrucks

$$[i\,i] = \int M_i\, M_i\, d\,s'$$

bedienen wir uns mit Vorteil des sogenannten Reduktionssatzes, der besagt, daß von den beiden Momenten M_i unter dem Integralzeichen nur eins am statisch unbestimmten Hauptsystem genommen werden muß, während das andere am Grundsystem genommen werden kann[5]).

Bei der Ermittlung der Belastungsglieder Z_i haben wir folgende Fälle zu unterscheiden:

1. Es liege eine ruhende Belastung vor (z. B. Eigengewicht, Nutzlast, Schnee, Wind usw.). Dann ist:

$$Z_i = [o\,i] = \int M_0\, M_i\, d\,s'$$

worin, wenn wir wiederum von dem Reduktionssatze Gebrauch machen, z. B. M_0 am Grundsystem und M_i am statisch unbestimmten Hauptsystem (Abb. 10c) zu nehmen ist. Die M_0-Flächen am Grundsystem kann man meistens sofort anschreiben; z. B. besteht für eine Belastung des Feldes $(r-1, i) - r\,i$ mit einer gleichmäßig verteilten Nutzlast p die Momentenfläche M_0 aus einer gewöhnlichen Parabel vom Pfeile $\frac{p\,l_r^2}{8}$ (vgl. Abb. 11).

Die Momentenfläche M_0 für eine Belastung des Grundsystems mit einer gleichmäßigen Windlast w sei an einem Beispiel gezeigt (Abb. 12; $m = 3$, $n = 3$).

2. Es soll der Einfluß wandernder Einzellasten P_m untersucht werden. In diesem Falle ist:

$$Z_i = \sum P_i \cdot [m\,i]$$

Die [m i]-Linie ergibt sich als Momentenlinie des mit der mit $\frac{J_c}{J}$ multiplizierten M_i-Fläche (Abb. 10c) belasteten Systemes[6]).

3. Bei Untersuchung des Einflusses von Temperaturänderungen nimmt die rechte Seite die Form an:

$$Z_i = [i\,t] = \varepsilon\, E\, J_c \int N_i\, t\, d\,s + \varepsilon\, E\, J_c \int \frac{M}{h}\, \Delta\, t\, d\,s$$

Der erste Summand gibt den Einfluß der gleichmäßigen, der zweite den der ungleichmäßigen Erwärmung an. t ist die Temperaturerhöhung in der Stabachse, $\Delta t = t_u - t_o$ die Differenz der Temperaturerhöhungen am unteren und oberen Stabquerschnittende; h bezeichnet die Querschnittshöhe.

4. Zur Ermittlung des Einflusses von beobachteten Stützenverschiebungen tritt an Stelle von Z_i die mit $E\,J_c$ multiplizierte virtuelle Arbeit L_i, die sich ergibt als Produkt sämtlicher infolge Zustand $X_i = +1$ wirkenden äußeren Kräfte und der wirklichen Verschiebungen ihrer Angriffspunkte. —

Hat man sämtliche Elastizitätsgleichungen aufgelöst, sind also alle Unbekannten X bekannt, so können wir nach dem Superpositionsgesetz jede gewünschte statische Größe S berechnen zu:

$$S = S_0 - S_1 X_1 - S_2 X_2 - \ldots - S_i X_i - \ldots S_m X_m,$$

worin $S_0, S_1, \ldots, S_m$ die betreffenden statischen Größen am statisch unbestimmten Hauptsystem infolge Zustand $X = 0$, $X_1 = -1, \ldots, X_m = -1$ bedeuten.

[5]) Den mit dem Reduktionssatz und seiner Anwendung nicht vertrauten Leser verweise ich u. a. auf meine Abhandlung: „Beispiele zur Anwendung des Reduktionssatzes". Beton und Eisen 1924, Heft 4.

[6]) Für die praktische Berechnung empfiehlt es sich, des Verfassers Nomogramme zu benutzen, die unter dem Titel: „Graphische Hilfstafeln zur schnellen Berechnung statisch unbestimmter vollwandiger Träger und Rahmen" in der Zeitschrift „Beton und Eisen" 1924, Heft 16 u. 17 veröffentlicht sind.

Kapitel III.

Statische Untersuchung des Systemes B 1.

Dieses System (vgl. Abb. 3) ist $(2n-1) \cdot m$-fach statisch unbestimmt. Die Unbekannten X wählen wir wieder so, daß sich die Momentenflächen für die Zustände $X_i = -1$ stets nur über ein Stockwerk, nämlich das i-te, erstrecken. Wir erhalten dann wieder für die Unbekannten in jedem Stockwerk eine Reihe von Elastizitätsgleichungen, die von denen für ein anderes Stockwerk unabhängig sind. Es genügt daher, genau wie im vorigen Abschnitt, die Untersuchung nur für ein Stockwerk, beispielsweise das i-te, durchzuführen.

Das zugehörige Grundsystem ist das gleiche wie das des Systems A 1 (vgl. Abb. 7).

Des leichteren Verständnisses halber wollen wir hier den Aufbau der Gleichungen nicht an dem allgemeinen System auf $n+1$ Stützen, sondern beispielsweise an einem zehnstieligen durchlaufenden Rahmen vorführen (vgl. Abb. 13). An Hand dieses Beispieles kann man dann sofort erkennen, wie sich die Elastizitätsgleichungen für den allgemeinen Fall — $n+1$ Stützen — aufbauen werden.

Da wir wieder nur das i-te Stockwerk untersuchen, müßten streng genommen sämtliche Unbekannten X außer der laufenden Bezeichnung 1, 2, 3 usw. noch den Index des Stockwerkes, d. h. i, tragen. Eine Verwechslung ist jedoch nicht möglich, daher sei der besseren Übersicht halber dieses i fortgelassen.

Das in Abb. 13 dargestellte System ist 17-fach statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmten Größen wählen wir so, daß als statisch unbestimmtes Hauptsystem ein Tragwerk entsteht, das sich aus einfachen Zweigelenkrahmen und dazwischen eingeschalteten einfachen Balken zusammensetzt (vgl. Abb. 14).

Die Berechnung der einfach statisch unbestimmten Zweigelenkrahmen für die verschiedenen Zustände $X = -1$ wollen wir als bekannt voraussetzen. Die Momentenflächen können wir dann sofort hinzeichnen. (Es kommt hier ja nicht auf die wirkliche genaue Größe der Momentenfläche an, sondern lediglich auf deren Form.)

Mittels dieser Momentenflächen läßt sich nun das Schema der Elastizitätsgleichungen sofort anschreiben. In nachstehender Darstellung sollen die Werte [r r] durch zwei wagerechte Striche, die von Null verschiedenen [r s]-Werte durch einen wagerechten Strich gekennzeichnet werden, während die verschwindenden Ausdrücke [r s] garnicht bezeichnet sind.

	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	X_{11}	X_{12}	
1	=	—	—										$= Z_1$
2	—	=	—	—	—								$= Z_2$
3	—	—	=	—	—								$= Z_3$
4		—	—	=	—	—							$= Z_4$
5		—	—	—	=	—	—	—					$= Z_5$
6				—	—	=	—	—					$= Z_6$
7					—	—	=	—	—				$= Z_7$
8					—	—	—	=	—	—	—		$- Z_8$
9							—	—	=	—	—		$= Z_9$
10								—	—	=	—	—	$= Z_{10}$
11								—	—	—	=	—	$= Z_{11}$
12										—	—	=	$= Z_{12}$

Betrachtet man die beiden stark ausgezogenen treppenförmigen Linien, so erkennt man, daß das sich ergebende Gleichungssystem ein System siebengliedriger Gleichungen darstellt, bei dem nur in verschiedenen Gleichungen die beiden äußersten [r s]-Werte zu Null werden.

Liegt Symmetrie des Systemes zur Mitte vor, so empfiehlt sich folgende Wahl der statisch unbestimmten Größen (vgl. Abb. 16):

$$X_1 = \frac{M_1 + M_1'}{2} \qquad X_1' = \frac{M_1 - M_1'}{2}$$

$$X_2 = \frac{(H_1 + H_1')\,h}{2} \qquad X_2' = \frac{(H_1 - H_1')\,h}{2}$$

$$X_3 = \frac{M_2 + M_2'}{2} \qquad X_3' = \frac{M_2 - M_2'}{2}$$

$$X_4 = \frac{M_3 + M_3'}{2} \qquad X_4' = \frac{M_3 - M_3'}{2}$$

$$X_5 = \frac{(H_2 + H_2')\,h}{2} \qquad X_5' = \frac{(H_2 - H_2')\,h}{2}$$

$$X_6 = \frac{M_4 + M_4'}{2} \qquad X_6' = \frac{M_4 - M_4'}{2}$$

Die Momentenflächen für die Zustände $X = -1$ und $X' = -1$ zeigt Abb. 17.

Man erkennt, daß die Momentenflächen für die Zustände $X = -1$ symmetrisch und die für $X' = -1$ antisymmetrisch sind. Infolgedessen verschwinden alle Klammerwerte [r s′] und [r′ s]. Das Schema der Elastizitätsgleichungen hat also folgendes Aussehen:

	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_1'	X_2'	X_3'	X_4'	X_5'	X_6'	
1	=	—	—										$= Z_1$
2	—	=	—	—	—								$= Z_2$
3	—	—	=	—	—								$= Z_3$
4		—		=	—	—							$= Z_4$
5		—	—	—	=								$= Z_5$
6				—		=							$= Z_6$
1′							=	—	—				$= Z_1'$
2′							—	=	—	—	—		$= Z_2'$
3′							—	—	=	—	—		$= Z_3'$
4′								—	—	=	—	—	$= Z_4'$
5′								—	—	—	=	—	$= Z_5'$
6′										—	—	=	$= Z_6'$

Wie man sieht, spalten sich die 12 Elastizitätsgleichungen in zwei voneinander unabhängige Gruppen siebengliedriger Gleichungen. —

An Hand dieses Beispieles bietet es jetzt keine Schwierigkeiten, auch für den allgemeinen Fall ($n+1$ Stützen) die Elastizitätsgleichungen aufzustellen. Wir erhalten, wenn keine Symmetrie herrscht, ein System siebengliedriger Gleichungen. Liegt jedoch Symmetrie zur Mitte vor, so ergeben sich wieder zwei voneinander unabhängige Systeme siebengliedriger Gleichungen, die, wenn n ungerade ist (wie bei dem obigen Beispiel), denselben Aufbau haben wie vorstehend

angegeben. Für den Fall, daß n gerade ist, daß also die Symmetrieachse nicht in der Mitte eines Feldes liegt, sondern durch einen Stiel hindurchgeht, wird man das hier angegebene Verfahren sinngemäß übertragen.

Bei einem m-geschossigen mehrstieligen Stockwerkrahmen haben wir also m Gruppen, bzw. bei Symmetrie 2 m Gruppen derartiger siebengliedriger Gleichungen aufzulösen.

Zur zahlenmäßigen Bestimmung der [r s]-Werte wird man auch hier von dem Reduktionssatz Gebrauch machen.

Für die Ermittelung der Belastungsglieder Z_r gilt ebenfalls sinngemäß das bereits im vorigen Abschnitt Gesagte.

Sind sämtliche Unbekannten ermittelt, so ergeben sich die übrigen statischen Größen wieder mittels des Superpositionsgesetzes, wie dies im vorigen Abschnitt gezeigt ist.

(Fortsetzung folgt.)

	Y_0^l	Y_0^r	Y_1^l	Y_1^r	Y_{i-1}^l	Y_{i-1}^r	Y_i^l	Y_i^r	Y_{i+1}^l	Y_{i+1}^r	Y_{m-1}^l	Y_{m-1}^r	
0^l	=	—	—	—									$= N_0^l$
0^r	—	=	—	—									$= N_0^r$
1^l	—	—	=	—	—	—							$= N_1^l$
1^r	—	—	—	=	—	—							$= N_1^r$
$(i-1)^l$			—	—	=	—	—	—					$= N_{i-1}^l$
$(i-1)^r$			—	—	—	=	—	—					$= N_{i-1}^r$
i^l					—	—	=	—	—	—			$= N_i^l$
i^r					—	—	—	=	—	—			$= N_i^r$
$(i+1)^l$							—	—	=	—	—	—	$= N_{i+1}^l$
$(i+1)^r$							—	—	—	=	—	—	$= N_{i+1}^r$
$(m-1)^l$									—	—	=	—	$= N_{m-1}^l$
$(m-1)^r$									—	—	—	=	$= N_{m-1}^r$

DIMENSIONIERUNG SPIRALBEWEHRTER SÄULEN.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. A. Zenns, München.

Übersicht. Ausgehend von einer kritischen Betrachtung der spiralbewehrten Säulen hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit und des Anwendungsgebietes werden unter Zugrundelegung der einschlägigen amtlichen Bestimmungen Formeln abgeleitet, die unter Ausschaltung der üblichen Versuchsrechnungen gestatten, sofort eindeutig die günstigsten Betonabmessungen und Eiseneinlagen festzulegen, wobei auch auf eine möglichst einfache und praktische Ausführung besonders Bedacht genommen ist.

Die Dimensionierung irgend eines Konstruktionsteiles ist abgesehen von der selbstverständlichen Forderung der Standsicherheit, immer auch eine Frage der Wirtschaftlichkeit, die ihrerseits meist gleichbedeutend mit einem Minimum an Kosten ist. In dieser letzteren Beziehung ist allerdings die spiralbewehrte runde oder achteckige Säule der längsbewehrten, in der Regel rechteckigen oder quadratischen Säule stets unterlegen; denn die geringere Betonmenge wird ausgeglichen durch die sorgfältiger zu wählende Mischung und die Erschwernis beim Einbringen derselben, der geringere Schalungsverbrauch durch die exaktere Arbeit und den erhöhten Holzverschnitt, und der Bedarf an Eisen ist bekanntlich bei ersteren Säulen stets größer, so daß die spiralbewehrte Säule immer größere Kosten bedingt als die längsbewehrte Säule. Das Anwendungsgebiet ist hierdurch im allgemeinen beschränkt auf jene Fälle, wo es sich darum handelt, durch schlank gehaltene Säulen den Raum so wenig als möglich zu verschneiden, eine Auflage, die beispielsweise bei Versammlungs- und Theaterräumen oft gemacht werden muß. Da die Anwendung sich aber fast immer nur auf schwerbelastete Säulen in den unteren Stockwerken eines größeren Gebäudekomplexes erstreckt, sind im Verhältnis zu den Gesamtkosten eines solchen Baues die durch die Spiralbewehrung der wenigen Säulen bedingten Mehrkosten nur geringfügig und reichlich ausgeglichen durch die Vorteile architektonischer und praktischer Art.

Die Dimensionierung einer spiralbewehrten Säule ist nach den „deutschen Bestimmungen" festgelegt durch die Formel

$$\sigma = \frac{P}{F_i},$$

wobei $F_i = F_k + 15\,F_e + 45\,F_s$.

Hierin bedeutet F_k den Querschnitt des umschnürten Kerns und $F_s = \frac{\pi\,D_k\,f_q}{s}$ den einer Längsbewehrung äquivalenten Wert der Spiralen, wobei D_k der mittlere Krümmungsdurchmesser derselben und f_q deren Querschnitt, s deren Abstand in Richtung der Säulenachse ist.

Damit die Verbundkonstruktion ein harmonisches Gefüge bildet, ist nach den „deutschen Bestimmungen" ferner noch gefordert, daß

$$1)\quad F_i \leq 2\,F_b,$$
$$2)\quad F_s \leq 3\,F_e,$$
$$3)\quad s \leq 8\text{ cm}.$$

(Die weitere Forderung $s \leq \frac{D_k}{5}$ kommt nur für Säulen in Betracht, bei denen $D_k < 40$ cm, ein an sich seltener Fall, bei dem dann eben s kleiner als 8 cm zu wählen ist, was überdies fast immer schon aus praktischen Erwägungen geschieht.)

Man ist hiermit im allgemeinen für die Dimensionierung zu Versuchsrechnungen gezwungen, kann aber, wie nachstehend gezeigt werden soll, mit Hilfe von sehr einfachen Formeln die langwierigen Versuchsrechnungen umgehen.

Um eine möglichst schlanke Säule zu bekommen und die Wertung der Eiseneinlagen möglichst auszunützen ($45\,F_s$ gegen $15\,F_e$), muß man bis zu den Grenzbedingungen der Forderungen 1. und 2. gehen.

In den abzuleitenden Formeln ist nun vor allem das Verhältnis von F_b zu F_k zu berücksichtigen, das sich je nach dem Durchmesser der Säulen ändert. Nimmt man die im Eisenbetonbau übliche achteckige Form der Säule an, und bezeichnet D_b den Durchmesser des dem Achteck eingeschriebenen Kreises, so ist:

$$F_b = \alpha F_k; \qquad \alpha = \frac{F_b}{F_k} = \frac{0{,}8284\,D_b^2}{0{,}7854\,D_k^2} = \infty\,1{,}05\left(\frac{D_b}{D_k}\right)^2.$$

Da nach den „deutschen Bestimmungen" die Betonüberdeckung bei Säulen mindestens 1,5 cm betragen soll, ergibt sich

$$D_k = D_b - 2 \cdot 1{,}5 - \varnothing \text{ der Spirale.}$$

Für die häufigsten Säulenabmessungen mit $D_b = 30$ cm bis $D_b = 100$ cm errechnet sich dann α zu folgenden Werten:

D_b cm	Durchmesser der Spirale mm	D_k cm	α
30	8	26,2	1,38
40	10	36,0	1,30
50	12	45,8	1,25
60	14	55,6	1,22
70	15	65,5	1,20
80	16	75,4	1,18
90	18	85,2	1,17
100	20	95,0	1,16

Für die stärkeren Säulen ist hiernach α zu rund 1,20 zu nehmen; es empfiehlt sich meines Erachtens, diesen Wert auch für die schlankeren Säulen beizubehalten, da eine geringe Verstärkung hier nicht sonderlich ins Gewicht fällt, anderseits aber hierdurch ein besserer Ausgleich zwischen Beton- und Eisenmengen erzielt wird.

Ist man nicht gezwungen, bis an die Grenzbedingung $F_i = 2\,F_b$ zu gehen, so liefert die Annäherung

$$F_b = F_k, \quad \text{also } \alpha = 1,$$

Werte, die hinsichtlich der Zusammensetzung der Verbundkonstruktion sehr brauchbar sind. Man bekommt auf diese Weise Säulen, die zwar gegenüber $\alpha = 1{,}2$, wie sich später zeigt, einen um etwa 10% erhöhten Durchmesser aufweisen, dafür aber 16 vH weniger Spiraleisen benötigen und deshalb auch meist billiger sein werden. Wo es daher möglich ist, sollte man zu dieser Ausführung greifen.

Noch eine weitere für die Ableitung der Formeln wichtige Überlegung muß vorausgeschickt werden. Es ist die Kritik der Grenzbedingung $F_s = 3\,F_e$. Hinsichtlich der Wahl von F_e schreiben die „deutschen Bestimmungen" keine Beschränkung vor. Es scheint mir jedoch richtig, auch hier, wie bei den längsbewehrten Säulen, nicht unter den Bewehrungssatz von 0,8 vH von F_b herabzugehen, schon mit Rücksicht auf allenfallsige Biegungsbeanspruchungen. Nun läßt sich aber zeigen, daß bei Einhalten der Grenzbedingung $F_s = 3\,F_e$ dieser Bewehrungsprozentsatz unterschritten wird, denn es ist dann:

$$F_i = F_k + 15\,F_e + 3 \cdot 45\,F_e = 2\,F_b$$

und wenn $\alpha = 1{,}0$, also $F_b = F_k$ gesetzt wird:

$$F_b = 150\,F_e$$

oder

$$F_e = \frac{F_b}{150} = 0{,}0067\,F_b = 0{,}67 \text{ vH } F_b.$$

Für $\alpha = 1{,}2$, also $F_k = \dfrac{F_b}{1{,}2}$ ist

$$\frac{F_b}{1{,}2} + 150\,F_e = 2\,F_b;$$

$$F_e = \frac{1{,}167}{150}\,F_b = 0{,}0078\,F_b = 0{,}78 \text{ vH } F_b.$$

Es ist daher statt der Grenzbedingung $F_s = 3\,F_e$ die Bedingung

$$F_e = 0{,}008\,F_b$$

gewählt.

Dann ist für $\alpha = 1{,}0$, also $F_b = F_k$:

$$F_i = F_k + 15\,F_e + 45\,F_s = 2\,F_b = 2\,F_k = F_k + 15 \cdot 0{,}008\,F_k + 45\,F_s,$$

woraus

$$F_s = 0{,}0196\,F_k = \infty\,\frac{1}{50}\,F_k,$$

und da

$$F_i = 2\,F_b = 2\,F_k = \frac{P}{\sigma_b},$$

also

$$F_k = \frac{P}{2\,\sigma_b} = \frac{\pi D_k^2}{4}$$

oder

$$D_k = 0{,}8\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}},$$

wird

$$F_s = \frac{\pi D_k f_q}{s} = \frac{1}{50}\,F_k = \frac{1}{100} \cdot \frac{P}{\sigma_b}$$

und somit

$$f_q = \frac{s}{100\,\pi \cdot 0{,}8}\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} = \infty\,0{,}004\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}\,s = \frac{1}{250}\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}\,s,$$

endlich

$$F_e = 0{,}008\,F_k = 0{,}008\,\frac{P}{2\,\sigma_b} = \frac{1}{250} \cdot \frac{P}{\sigma_b}.$$

Setzt man $\alpha = 1{,}2$, also $F_b = 1{,}2\,F_k$ und $F_e = 0{,}008\,F_b$, so ist

$$F_i = F_k + 15\,F_e + 45\,F_s = 2\,F_b = 2{,}4\,F_k$$

oder

$$2{,}4\,F_k = F_k + 15 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}008\,F_k + 45\,F_s,$$

woraus

$$F_s = 0{,}028\,F_k = \frac{1}{36}\,F_k,$$

und da hier

$$F_i = 2{,}4\,F_k = \frac{P}{\sigma_b},$$

also

$$F_k = \frac{P}{2{,}4\,\sigma_b} = \frac{\pi D_k^2}{4},$$

somit

$$D_k = \sqrt{\frac{4\,P}{2{,}4\,\pi\,\sigma_b}} = 0{,}728\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}};$$

$$F_s = \frac{\pi D_k f_q}{s} = \frac{1}{36}\,F_k = \frac{1}{36} \cdot \frac{1}{2{,}4} \cdot \frac{P}{\sigma_b} = \infty\,\frac{1}{86} \cdot \frac{P}{\sigma_b},$$

$$f_q = \frac{s}{86\,\pi \cdot 0{,}728}\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} = 0{,}0051\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}\,s = \infty\,\frac{1}{200}\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}\,s$$

und

$$F_e = 0{,}008\,F_b = 0{,}008 \cdot 1{,}2\,F_k = \frac{0{,}0096\,P}{2{,}4\,\sigma_b} = \frac{1}{250} \cdot \frac{P}{\sigma_b}$$

wie vor.

Es ergeben sich also folgende Werte:

α	D_k	f_q	F_s	F_e
1,0	$0{,}8\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$	$\frac{1}{250}\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}\,s$	$\frac{1}{100} \cdot \frac{P}{\sigma_b}$	$\frac{1}{250} \cdot \frac{P}{\sigma_b}$
1,2	$0{,}728\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$	$\frac{1}{200}\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}\,s$	$\frac{1}{86} \cdot \frac{P}{\sigma_b}$	$\frac{1}{250} \cdot \frac{P}{\sigma_b}$

Da P und σ_b stets gegeben sind, so sind damit sämtliche für die Dimensionierung nötigen Größen festgelegt.

Zugleich zeigt sich, daß für $\alpha = 1{,}2$ der Kerndurchmesser D_k gegenüber $\alpha = 1{,}0$ sich um 10 vH verringert und für F_s sich eine Mehrung von 16 vH ergibt.

Für f_q wird man zweckmäßig Eisen von 8—20 mm Durchmesser wählen. Stärkere Eisen lassen sich schwer wickeln und flechten. Ist für s als obere Grenze 8 cm gegeben, so sollte man als untere Grenze etwa 3—4 cm annehmen, da bei kleinerem Abstand der Spiralen das Betonieren sehr erschwert wird und sich leicht Nester bilden können, deren Beseitigen immer eine mißliche Sache ist. Man wird daher am besten von diesen Gesichtspunkten aus f_q wählen. Der Wert von s braucht kein abgerundetes Maß zu ergeben, weil es genügt, dem Flechter die auf eine gewisse Länge, beispielsweise auf 1 m, treffende Anzahl der Spiralen anzugeben.'

Die Anwendung der Formeln und ihre Brauchbarkeit soll nun noch an einigen Beispielen erläutert werden.

I. Gegeben: $P = 100\,t = 100\,000\,kg$; $\sigma_b = 40\,kg/cm^2$;

$$\frac{P}{\sigma_b} = 2500\,cm^2; \qquad \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} = 50\,cm.$$

Für $\alpha = 1{,}0$ ist:

$D_k = 0{,}8 \cdot 50 = 40\,cm$; $F_k = 1260\,cm^2$;

$f_q = \frac{50}{250}\,s = 0{,}2\,s$; mit $\varnothing\,12 = 1{,}13\,cm^2$ ist $s = 5{,}67\,cm = \infty\,18$ Spiralen/m;

$F_s = \frac{2500}{100} = 25\,cm^2$;

$F_e = \frac{2500}{100} = 10\,cm^2$, hierfür $8\,\varnothing\,14 = 12{,}32\,cm^2$;

$D_b = 40 + 3 + 1{,}2 = \infty\,45\,cm$; $F_b = 0{,}8284 \cdot 45^2 = 1680\,cm^2$;

$F_i = 1260 + 15 \cdot 12{,}32 + 45 \cdot 25 = 2570\,cm^2 < 2\,F_b = 3360\,cm^2$.

Für $\alpha = 1{,}2$ ist:

$D_k = 0{,}728 \cdot 50 = 36{,}4\,cm$; $F_k = 1040\,cm^2$;

$f_q = \frac{50}{200}\,s = 0{,}25\,s$; mit $\varnothing\,12 = 1{,}13\,cm^2$ ist $s = 4{,}56\,cm = \infty\,22$ Spiralen/m;

$F_s = \frac{2500}{86} = 29{,}0\,cm^2$;

F_e wie vor $= 12{,}32\,cm^2$;

$D_b = 36{,}4 + 3{,}0 + 1{,}2 = \infty\,41\,cm$; $F_b = 1390\,cm^2$;

$F_i = 1040 + 15 \cdot 12{,}32 + 45 \cdot 29 = 2530\,cm^2 < 2\,F_b = 2780\,cm^2$.

II. Gegeben: $P = 200\,t = 200\,000\,kg$; $\sigma_b = 35\,kg/cm^2$;

$$\frac{P}{\sigma_b} = 5700\,cm^2; \qquad \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} = 75{,}6\,cm.$$

Für $\alpha = 1{,}0$ ist:

$D_k = 0{,}8 \cdot 75{,}6 = 60{,}5\,cm$; $F_k = 2870\,cm^2$;

$f_q = \frac{75{,}6}{250}\,s = 0{,}302\,s$; mit $\varnothing\,15 = 1{,}77\,cm^2$ ist $s = 5{,}88\,cm = 17$ Spiralen/m;

$F_s = \frac{5700}{100} = 57\,cm^2$;

$F_e = \frac{5700}{250} = 22{,}8\,cm^2$, hierfür $8\,\varnothing\,20 = 25{,}14\,cm^2$;

$D_b = 60{,}5 + 3{,}0 + 1{,}5 = 65\,cm$; $F_b = 3500\,cm^2$;

$F_i = 2870 + 15 \cdot 25{,}14 + 45 \cdot 57 = 5810\,cm^2 < 2\,F_b = 7000\,cm^2$.

Für $\alpha = 1{,}2$ ist:

$D_k = 0{,}728 \cdot 75{,}6 = 55\,cm$; $F_k = 2370\,cm^2$;

$f_q = \frac{75{,}6}{200}\,s = 0{,}378\,s$; mit $\varnothing\,15 = 1{,}77\,cm^2$ ist $s = 4{,}67\,cm = \infty\,21$ Spiralen/m;

$F_s = \frac{5700}{86} = 66{,}2\,cm^2$;

F_e wie vor $= 25{,}14\,cm^2$;

$D_b = 55 + 3{,}0 + 1{,}5 = \infty\,60\,cm$; $F_b = 2975\,cm^2$;

$F_i = 2370 + 15 \cdot 25{,}14 + 45 \cdot 66{,}2 = 5725 < 2\,F_e = 5950\,cm^2$.

Gegeben: $P = 400\,t = 400\,000\,kg$; $\sigma_b = 40\,kg/cm^2$;

$$\frac{P}{\sigma_b} = 10\,000\,cm^2; \qquad \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} = 100\,cm.$$

Für $\alpha = 1{,}0$ ist:

$D_k = 0{,}8 \cdot 100 = 80\,cm$; $F_k = 5020\,cm^2$;

$f_q = \frac{100}{250}\,s = 0{,}4\,s$; mit $\varnothing\,16 = 2{,}01$ ist $s = 5{,}0\,cm = 20$ Spiralen/m;

$F_s = \frac{100\,000}{100} = 100\,cm^2$;

$F_e = \frac{10\,000}{250} = 40\,cm^2$, hierfür $8\,\varnothing\,26 = 42{,}47\,cm^2$;

$D_b = 80 + 3{,}0 + 1{,}6 = \infty\,85\,cm$; $F_b = 5980\,cm^2$;

$F_i = 5020 + 15 \cdot 42{,}47 + 45 \cdot 100 = 10\,160\,cm^2 < 2\,F_b = 11\,960\,cm^2$.

Für $\alpha = 1{,}2$ ist:

$D_k = 0{,}728 \cdot 100 = 72{,}8\,cm$; $F_k = 4170\,cm^2$;

$f_q = \frac{100}{200}\,s = 0{,}5\,s$; mit $\varnothing\,16 = 2{,}01\,cm^2$ ist $s = 4{,}0\,cm = 25$ Spiralen/m;

$F_s = \frac{10\,000}{86} = 116\,cm^2$;

F_e wie vor $= 42{,}47\,cm^2$;

$D_b = 72{,}8 + 3{,}0 + 1{,}6 = \infty\,78\,cm$; $F_b = 5030\,cm^2$;

$F_i = 4170 + 15 \cdot 4247 + 45 \cdot 116 = 10030\,cm^2 < 2\,F_b = 10060\,cm$.

DIE RHEINREGULIERUNG ZWISCHEN STRASSBURG UND BASEL.

Von Oberbaurat a. D. Cassinone, Karlsruhe.

Übersicht. Entwicklung und die technischen Einzelheiten des Entwurfes werden beschrieben und das Ergebnis der Verhandlungen der Zentralkommission über seine Ausführung dargelegt.

Der Rheinlauf zwischen Straßburg und Basel befindet sich noch in dem Zustand, wie er durch die von dem Altmeister der badischen Ingenieure, Baudirektor Gottfried Tulla im Benehmen mit den französischen Ingenieuren im Jahre 1817 begonnene und im Verlauf des verflossenen Jahrhunderts durchgeführte Korrektion geschaffen wurde. Der vorher in zahlreiche Rinnsale gespaltene Stromlauf wurde zwischen festen Ufern zusammengefaßt, welche die Mittelwasser und die mittleren Sommeranschwellungen abführen konnten, während die größeren Hochwasser auf die von Hochwasserdämmen begrenzten Vorländer ausuferten. Diese zeitweisen Überflutungen sah man nicht ungern, denn dadurch verlandeten allmählich infolge der eingeschleppten Kiesmengen die Schluten und Kehlen der Altwasser und auf den mit Wald bestockten Vorlandflächen lagerten sich die feineren, fruchtbaren Sinkstoffe ab. Der Vorgang der Verlandung und Vorlanderhöhung wurde durch die planmäßig fortschreitende Tieferlegung der Uferbauten, Abschluß der Lücken durch Ausbaumaßnahmen und Verpflanzungen seit Anfang der achtziger Jahre befördert, nachdem der Stromschlauch mit entsprechender Tiefe sich zwischen den Pflasteruferbauten eingebettet hatte. In dem für das Niederwasser übermäßig breiten Flußlauf selbst schlängelt sich der Talweg zwischen den Kiesablagerungen der Sohle von einem Ufer zum anderen in einer mehr oder weniger gestreckten Linie. Bei niederen Ständen, wenn die Rücken der Kiesbänke über Wasser zutage treten, fällt er häufig fast winkelrecht gegen die Uferböschung an und erzeugt entlang derselben einen tiefen Kolk, während seine seichteste Stelle über der Verbindung zweier Kiesbänke, der Schwelle, liegt. Der Längenschnitt der Sohle im Stromstrich, dem Talweg, ist deshalb sägeblattförmig ausgebildet (Abb. 2), aus der Tiefe eines Kolkes ansteigend zur Untiefe auf der Schwelle und nach deren Überschreitung steil abfallend in den Kolk von einem zum anderen Ufer pendelnd in regelmäßiger Reihenfolge und gleichförmigen Abständen. Die Sohle ist in ständiger Bewegung, die Kiesbänke wandern und verschieben sich stromabwärts, die linksufrigen bleiben links, die rechtsufrigen rechts vom Talweg. Die Kolke werden durch den mitgeschleppten Kies nach und nach aufgefüllt,

m sich allmählich flußabwärts fortschreitend an anderer telle durch den Absturz des Wassers unterhalb der Schwelle ieder auszubilden. Die dabei in Bewegung kommenden Kiesmengen stammen aus dem Rheinbett selbst, welches berhalb Sasbach in ständiger Vertiefung begriffen ist, da us der Rheinstrecke oberhalb Basel und den einmündenden Binnenflüssen kein Zugang erfolgt. Bei steigendem Wasser treckt sich die Strömungsrichtung, bei Hochwasser fällt sie nit der Flußmitte zusammen, die Sohle kommt auf der ganzen Breite in Bewegung und es finden infolgedessen ausgedehntere Umlagerungen der Kiesbänke statt.

Die Schiffahrt folgt dem geschlängelten Talweglauf, sie st deshalb aber nur bei Mittelwasser und vorübergehenden öheren Wasserständen möglich, da bei Niederwasser bei den chroffen Übergängen über einzelne Schwellen häufig nicht lie genügende Fahrwassertiefe und -breite für einen Schlepp-ug vorhanden ist. Weil dadurch die Schiffahrt auf 6 bis Monate beschränkt bleibt, wurde deshalb in neuerer Zeit öfter der Vorwurf erhoben, daß die Rheinkorrektion des vorigen Jahrhunderts verfehlt sei. Sie hatte aber nach ihrer Entstehungsgeschichte in erster Linie den Zweck des Hochwasserschutzes und der Landeskultur, der Entsumpfung der Niederungen und Gewinnung von Kulturgelände. Dieses Ziel ist in vollem Maße erreicht worden mit der damit zusammenhängenden Verbesserung der Gesundheitsverhältnisse der Rheinorte. Diese früher vom Fieber verseuchten, den Überflutungen ausgesetzten, infolgedessen mehrfach zerstörten Orte sind zu blühenden volkreichen Gemeinwesen gediehen, deren Wohlstand sich durch den Zuwachs an bebauungsfähigem Gemarkungsgebiet gehoben hat. Doch nur allzu rasch geraten bei Verbesserungen die früher bestandenen unerträglichen Zustände, durch welche Leben, Gesundheit und Besitz der Anwohner ständig in hohem Maße gefährdet waren, in Vergessenheit. Die Durchführung einer regelmäßigen Großschiffahrt während des ganzen Jahres erfordert den weiteren Ausbau eines Niederwasserbettes zur Schaffung günstiger Fahrwassertiefen über die seichten Stellen der Schwellen und eine Einschränkung der Kiesbewegung.

Als Ende der achtziger Jahre das Bedürfnis für die Fortsetzung der Großschiffahrt über Mannheim hinaus, welches bis dahin den Schlußpunkt bildete, nach den flußaufwärts gelegenen Hafenanlagen von Maxau (Karlsruhe) und Kehl-Straßburg sich herausstellte, trat man der Inangriffnahme der auf der Strecke Sondernheim—Straßburg auf 85 km Länge durchzuführenden Verbesserung näher. Nach dem Vorschlag des badischen Oberbaudirektors Honsell sollte durch Quereinbauten, Buhnen und Grundschwellen, die erforderliche Fahrwassertiefe geschaffen werden. Die Bauten wurden auf Grund einer zwischen den Regierungen von Bayern, Baden und Elsaß-Lothringen getroffenen Vereinbarung in den Jahren 1907 bis 1914 ausgeführt und in zwei Abschnitten von 46 und 39 km Länge, und zwar zwischen km 209 und 163 von der badischen und von da bis km 125 bis zu den Kehler Rheinbrücken von der reichsländischen Wasserbauverwaltung gleichzeitig ausgebaut. Die Bauleitung der badischen Strecke lag in den Händen des damaligen Vorstandes der Rheinbauinspektion Karlsruhe, des Wasserbauinspektors Meythaler, der den Entwurf auch im einzelnen durchgearbeitet hatte und welchem für die hervorragende technische Leistung von der Technischen Hochschule Karlsruhe die Würde eines Dr.-Ing. e. h. verliehen wurde. Die Regulierung der Strecke Sondernheim—Straßburg ist vollkommen gelungen. Der Schiffahrtsverkehr nach den Häfen Kehl und Straßburg ist in den fünf Jahren 1908 bis 1913, also während der Bauzeit, auf das 2½fache angestiegen! Die Wanderung der Kiesbänke hat aufgehört, das Ablaufen der Kiesmengen der Sohle ist in geordnete Bahnen geleitet, dem Talweg wurde eine gestrecktere, unveränderte Lage gegeben, das Wasserspiegelgefälle und damit die Geschwindigkeit ausgeglichen und die geforderte Wassertiefe von 2 m für eine Fahrwasserbreite von 92 m bis zur Murgmündung und von 88 m aufwärts bis Straßburg erzielt.

An einer Weiterführung der Großschiffahrt nach Basel ist die Schweiz in hervorragendem Maße beteiligt, nachdem daselbst im Jahre 1904 Verladeeinrichtungen erstellt und inzwischen mit der Zeit geordnete Hafenanlagen ausgebaut wurden. Die bezüglichen Verhandlungen mit Deutschland kamen vor dem Weltkrieg bedauerlicherweise nicht mehr zum Abschluß, denn nun ist durch den Verlust von Elsaß-Lothringen Frankreich als weiterer Mitbeteiligter auf dem Plan erschienen. Auf das Friedensdiktat von Versailles sich stützend, ist es an Stelle der Regulierung des freien Flußlaufes mit dem Plan eines Seitenkanals auf dem linken Ufer hervorgetreten. Ähnlich waren die Verhältnisse vor Inangriffnahme des Ausbaues der Strecke Sondernheim—Straßburg gelagert. Straßburger Interessentenkreise unter Leitung des Vorstandes der reichsländischen Wasserbauverwaltung Willgerodt befürworteten einen linksufrigen Kanal Ludwigshafen—Straßburg, konnten sich aber gegenüber dem Honsellschen Regulierungsentwurf[1]) bei dem Widerspruch von Bayern und Baden nicht durchsetzen, so daß letzterer zur Durchführung kam. Nun ist Frankreich ja allerdings das Land der Kanäle, aber neben einem für die Schiffahrt herrichtbaren Flußlauf wurde, weil widersinnig, kein solcher angelegt. Es sei hier auf die Rhone verwiesen. Sie wurde, obwohl die Verhältnisse hier ungünstiger lagen als am Rhein, von dem inspecteur général des ponts et des chausées Jaquet auf Grund seiner Studien an deutschen und österreichischen Wasserläufen auf deutsche Bauweise durch Querbuhnen und Grundschwellen ausgebaut und von ihm die Vorteile dieser Bauweise auf dem zwischenvölkischen Kongreß zur Benutzung der fließenden Gewässer in Paris 1889 ausführlich begründet. Es spielt neuerdings und auch hier die Ausnutzung der Wasserkraft zur Elektrizitätsgewinnung herein. Allein diese erscheint im Hinblick auf die Bau- und Betriebskosten wenig wirtschaftlich, trotzdem ein nicht unbeträchtlicher Teil der Kosten der Schiffahrt auferlegt wird, welche durch ihre verzögerte Fahrt zu Berg und Tal und den Aufenthalt in den Schleusen und Vorhäfen eine nicht unbedeutende Erschwerung erfährt.

Im Jahre 1922 hat die Zentralkommission für die Rheinschiffahrt die oberste Staustufe für den französischen Seitenkanal bei Großkembs genehmigt, dabei aber auch ihr Einverständnis zu der Regulierung des Rheins von Basel bis Straßburg nach dem von der schweizerischen Regierung vorgelegten Allgemeinentwurf erklärt. Die obengenannte Staustufe sollte die bei Istein im Rhein vorhandene Felsenschwelle umgehen, welche übrigens ebenso gut schiffbar zu machen ist wie die Gebirgsstrecke bei Bingen. Sie kann deshalb ertragen werden, weil sich oberhalb Basel zum Bodensee die Schiffahrtstraße ohnehin durch Kanalisierung des Rheins an den Staustufen der Oberrheinkraftwerke fortsetzt. Sie bildet aber für den Schiffahrtsverkehr zum und aus der Basler Hafenanlage, nur wenig unterhalb deren Einfahrt gelegen, ein nicht unerhebliches Hemmnis, welches sich bei lebhaften Zufuhren der daselbst ankommenden und abgehenden Dampfer recht lästig erweisen wird. Durch die seitens der Zentralkommission aufgestellten Zulassungsbedingungen wurde wenigstens erreicht, daß die Anlage durch Ausdehnung des Staues bis zur Birsmündung der Oberrheinschiffahrtstraße angepaßt ist und durch die Ermäßigung der Geschwindigkeit im Kanal für die Schiffahrt erträgliche Zustände geschaffen wurden.

Die Baupläne für die Regulierungsstrecke Basel—Straßburg wurden auf Wunsch der Schweiz auf Grund eines diesbezüglichen Abkommens von dem Rheinbauamt Freiburg i. Br. unter Leitung der Wasser- und Straßenbaudirektion Karlsruhe im Jahre 1920 nach den Angaben des Oberbaurat K. Spieß bearbeitet. Der Entwurf ist nach den Grundsätzen der Ausbaustrecke Sondernheim—Straßburg unter entsprechender Berücksichtigung der geänderten, örtlichen Verhältnisse aufgestellt. Er schließt an den Unterkanal des Kembser Werkes bei km 10,4,

---

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1890, S. 105 ff. „Kanal oder freier Rhein".

franz. km 11,9 mit Abzweigung an die 2 km oberhalb befindliche Isteiner Schwelle an und findet sein Ende im Anschluß an die Bauten der bestehenden Regulierung oberhalb der Kehler Straßenbrücke bei km 123, franz. km 124 mit einem daran anzupassenden Übergang. Die Länge der Regulierungsstrecke beträgt 115 km, der zu überwindende Höhenunterschied 98 m.

Die Grundrißgestaltung des Niederwasserbettes für die geplante Fahrwasserrinne setzt sich zusammen aus Lemniskatenkurven, welche sich bis auf wenige durch die Örtlichkeiten bedingte Abweichungen der Lage des bestehenden Talwegs bei Mittelwasser tunlichst anpassen. Der Scheitelpunkt der Kurven mit sich stetig verändernder Krümmung liegt in den Uferstrecken an, der Wendepunkt fällt mit der Kreuzung der Fahrwasserachse mit der Stromachse zusammen (Abb. 1 u. 2). Das Fahrwasser schlängelt sich also auch künftig zwischen den festen Uferbegrenzungen von einem Ufer zum andern in schlanken Kurven, deren Halbmesser 2000 bis 5000 m beträgt und nur in einzelnen scharfen Stromkrümmungen unter 1000 m heruntergeht. Auf die Grundrißgestaltung übten die vorhandenen Brücken einen Einfluß aus. Bei den festen Eisenbahnbrücken bei Neuenburg und Breisach wurde das Fahrwasser durch die Mittelöffnung, bei den beiden Brücken Kehl—Straßburg auf der rechten Stromseite durchgeführt. Bei den sechs Schiffsbrücken Neuenburg—Chalampe, Breisach—Neubreisach, Sasbach — Markolsheim, Weißweil — Schönau, Kappel—Rheinau, Ottenheim—Gerstheim ist die Fahrrinne an das Ufer gelegt, mit Ausnahme der Brücke Weißweil—Schönau, welche sie in der Mitte schneidet. Außerdem waren

Abb. 1. Grundriß des Bauwerks.

Abb. 2. Längsschnitt.

die Speisungszuleitung zum Rhein-Rhone-Kanal (franz.) km 58, die Abzweigung eines Mühlkanals am badischen Ufer bei km 70,300, der Abgang des Gerstheimer Kanals oberhalb der Ottenheimer Schiffbrücke, auf badischer Seite die Ausmündung des Leopoldkanals und der alten Elz und am französischen Ufer die der Kraft mit der Hochwasserentlastung der Ill sowie die Mündung der künftigen Straßburger Hafenerweiterung unmittelbar oberhalb der Abzweigung des kleinen Rheins entsprechend anzuschließen.

Die Breite des Fahrwassers muß das Begegnen eines Bergschleppzuges mit einem zu Tal gehenden gestatten. Ersterer hat in der Regel zwei hintereinander gehängte Kähne i Anhang, letzterer fährt diese gekuppelt. Hierfür wird ei Breite von 75 m bei 2 m Wassertiefe als genügend bezeichn Da jedoch die Fahrwasserrinne in dieser regelmäßigen For bei der beweglichen Sohle infolge der ständig wechselnde Wasserstände und der damit zusammenhängenden Abflu geschwindigkeiten nie vorhanden ist, muß das Niederwasserbe breiter und für dessen Begrenzung nach den Gefällverhäl nissen ein Zuschlag gemacht werden (Abb. 3). Im Scheit wird er entsprechend erweitert, an den Wendepunkt dagegen verengert werden. Für die hydraulischen Unte suchungen wurden die vom Schweizerischen Amt für Wasse wirtschaft in Bern durch Ingenieur C. Ghezzi für die Abflu verhältnisse des Rheins festgestellten Ergebnisse benutz Danach betragen die Abflußmengen für den Pegel Basel

Die gemittelte Jahreswassermenge....	1808—1913	1013 m
„ „ „	1911—1920	1087 „
„ „ „	1921	686 „
Das gemittelte niedrigste Monatswasser	1911—1920	838 „
„ „ „ „	1921	332 „
Das gemittelte niedrigste Monatswasser für die Monate des Winterhalbjahres (Oktober bis einschließlich März)	1911/12-1920/21	580 „
Die geringste beobachtete Wassermenge für den Tagesdurchschnitt	März 1921	306 „

Für die Begrenzung des Niederwasserbettes war ma gebend, daß im Scheitelpunkt der Fahrwasserachse in d Kolken die Grundschwellen mindestens 3 m unter dem R gulierungswasserspiegel einz bauen waren. Sie fallen beide seits von den Füßen der Ei bauwerke von — 2,50 nach d Mitte der Fahrrinne a — 3,20 m ab (Abb. 2 u. Die Böschungen der Einschrä kungswerke wurden für Uferseite an Stelle des b herigen 1 : 1 bis 1 : 1½ geneigt Uferpflasters mit Steigung 1 angelegt, während die gege überliegenden Buhnen mit 1 : bis — 0,50 m unter dem Reg lierungswasserspiegel und da mit 1 : 80 zur auf + 0,50 m über diese Wasserstand gelegten Wurzel ansteigen. Querschnitt des Wendepunkts über d Schwellen der Kiesbänke beträgt die Neigu der Buhnen beiderseits 1 : 15 bis auf — 0,25 unter Regulierungswasserstand, von wo zu ihrer Wurzel mit Neigung 1 : 80 a steigend diesen Wasserstand schneiden. Bauabschnitt oberhalb Breisach in der stärkerem Gefäll verminderten Fahrrinne breite steigt die letztbezeichnete Neigu auf 1 : 50 an.

Die Verhältnisse der errechneten Nied wasserbettbreite mit 2 m Tiefe zu der v langten Fahrwasserrinnenbreite von 75 m am ungünstigsten in den Querschnitten d Kurvenscheitel. Für die beiden Grenzgefälle von 1,05 vT b Istein und 0,86 vT bei Breisach ist dieses Verhältnis für d Wassermengenabfluß zwischen 500 und 600 m³.

Für eine Wassermenge von 525 m³ beträgt demnach Sicherheit 1,16 für das übrigens nur auf eine kurze Strec vorhandene stärkste Gefälle von 1,05 vT, woselbst eine le haftere Kiesbewegung erwartet werden kann, sie steigt a 1,29 für die untere Strecke. Die obige Wassermenge e spricht 540 m³ bei Basel, da für die Speisung des Hüning Kanals 11 m³ und für in den Grundwasserstrom des Rheint beckens eindringendes Wasser ein Abstrich gemacht werd

	Gefälle vT		Abflußmengen in m^3 500	525	558	575	600
bei Istein	1,05	Breite des Niederwasserbettes bei 2 m Tiefe	82,8	87,0	91,2	95.5	99,8
bei Breisach	0,86		92,2	96,5	101,8	106,1	110,5
	1,05	Verhältnis der errechneten Breite zur Fahrwasserrinnenbreite 75 m	1,05	1,16	1,20	1,27	1,33
	1,86		1,25	1,29	1,36	1,42	1,48
Schiffahrtage			326	318	312	303	295

muß. Der Wasserstand von 540 m^3 ist nach der Wasserstandsdauerlinie in Basel an 318 Tagen überschritten und nur an 47 Tagen nicht erreicht worden. Es darf daher mit einer Schiffahrtdauer von durchschnittlich 318 Tagen im Jahr gerechnet werden. Unterhalb Breisach ist eine Zunahme von 25 m^3 bei Mittelwasser durch Zuflüsse aus den Altrheinen, den Binnengewässern und dem Grundwasserstrom anzunehmen,

Querschnitt im Scheitelpunkt der Fahrwasserrinne,

am Wendepunkt,

im Scheitelpunkt.

Abb. 3.

so daß die Regulierungswassermenge auf 550 m^3 steigt. Abgeleitet werden bei Breisach 6 m^3 und bei Gerstheim 20 m^3, so daß der Zuwachs eigentlich 25 + 26 = 51 m^3 betragen würde. Entnommen werden aber bei Sasbach 5 m^3, welche bei Kappel wieder zufließen, und durch den kleinen Rhein gehen 15 m^3 und das Kehler Elektrizitätswerk 20 m^3, so daß sich die Wassermenge unterhalb des kleinen Rheins auf 535 m^3 und unterhalb des Kehler Werkes auf 515 m^3 vermindert. Demgemäß ist eine entsprechende Ausgestaltung des errechneten Bettes zur Schaffung eines Sicherheitsmaßes für die wechselnden Wassermengen vorgenommen worden.

Für die hydraulischen Kontrollrechnungen wurde die Gauguillet-Kuttersche Formel benutzt und die Konstante n aus zahlreichen Messungen zu 0,032 abnehmend bis 0,030 von der oberen zur unteren Strecke festgestellt. Danach bestimmen sich der Wasserstand und das Spiegelgefälle bei gleichwertigen Pegelständen an den einzelnen Pegeln nach der folgenden Übersicht, wobei der Anschluß in der Höhe von + 1,90 m am Pegel in Straßburg erfolgt.

Pegelstelle l = linkes Ufer, r = rechtes Ufer	Höhe des Regulierungswasserspiegels bei 540 m^3 + NN.	am Pegel	Gefälle vT
Basel l.	243,42	— 0,10	1,03 bis km 8
Hüningen l.	239,95	+ 0,48	
Schusterinsel r.	239,06	+ 0,47	
Kembs l.	224,76	— 1,05	von km 8-10 1,08 von km 10
Rheinweiler r.	222,18	— 1,06	1,05
Ottmarsheim l.	214,22	— 1,20	1,00
Eichwald l.	209,50	— 0,97	0,93
Neuenburg r.	209,15	— 1,18	0,89
Blodelsheim l.	202,80	— 0,57	
Hartheim r.	195,69	+ 0,03	0,88
Geiswasser l.	194,06	+ 0,18	
Biesheim l.	186,26	+ 0,71	0,87
Breisach r.		+ 0,74	
Künheim l.	180,93	+ 1,15	0,86
Sponeck l.	176,89	+ 1,30	
Markolsheim r.	173,59	+ 1,35	
Sasbach r.		+ 1,41	
Schönau l.	166,97	+ 1,88	0,82
Weisweil r.	164,86	+ 2,00	
Kappel r.	156,83	+ 2,39	0,70
Rheinau l.	156,68	+ 2,17	0,75
Ottenheim r.	149,57	+ 2,28	
Gerstheim l.	149,21	+ 2,26	0,72
Altenheim bad. r.	141,96	+ 2,05	
Altenheim franz. l.	140,79	+ 2,06	0,65
Marlen r.	137,39	+ 2,00	
Rohrschollen l.	137,17	+ 1,94	0,62
Straßburg l.	134,10	+ 1,90	
Kehl r.	134,02	+ 1,90	

Für den Hochwasserabfluß ist eine nachteilige Einwirkung durch die Einbauten nicht zu erwarten. Die höchsten Flächen der Kiesbänke geben zurzeit die ungünstigsten Abflußquerschnitte ab. Diese werden nach den Erfahrungen auf der Strecke Sondernheim—Straßburg bei Anschwellungen abgetragen, in die Kolke verschleift und füllen diese bis zur Höhe der Grundschwellen auf oder lagern sich in den Nebenrinnen ab, welche sich hinter den Kiesgründen entlang der Ufer ausgebildet haben. Es findet eine Umlagerung der Geschiebe statt, wobei die Kolktiefen, welche für den Wasserabfluß bisher schon ohne jeden Belang waren, verschwinden.

Die Grundschwellen werden in einem Abstand von 60 m, bei den abnehmenden Gefällen flußabwärts mit 70 m in die Kolke eingebaut werden. Auf je zwei Grundschwellen entfällt eine Querbuhne, deren Abstand in den Konvexen des Scheitels rund 120 m beträgt. Um das Fahrwasser entlang des Ufers zusammenzufassen, sind hier an Stelle kurzer, schwer instandzuhaltender Buhnen Leitwerke angelegt und im Anschluß daran folgen die Buhnen in dem kürzeren Abstand der Grundschwellen (Abb. 1). Ihr Abstand nimmt dann stetig bis zum Scheitelpunkt bis zur doppelten Entfernung der Grundschwellen zu. Soweit möglich, liegen die Buhnen einander gegenüber. Im Grundriß sind sie vom Abgang des Fahrwassers bis zum stromabwärts folgenden Scheitelpunkt winkelrecht zur Verbindungslinie der Buhnenköpfe, sonst winkelrecht zur Uferlinie des Mittelwasserbettes angeordnet, sie sind infolgedessen schwach flußaufwärts geneigt.

Unterhalb der Neuenburger und Breisacher Schiffbrücke werden die Buhnen flußabwärts so tief gehalten, daß ein Aus-

fahren auch bei Niederwasser möglich bleibt. Für die Schifffahrt sollen an passenden Stellen z. B. oberhalb der Schiffbrücken, nach Bedarf Aufdreh- und Wendeplätze während der Bauzeit dadurch geschaffen werden, daß man zwei an solchen Stellen geplante Buhnen vorerst nicht einbaut. Deren ständige Beibehaltung hängt später von dem sich einstellenden Bedürfnis ab. Der Buhnenbaukörper wird stromaufwärts mit einer Böschungsneigung von 1 : 2 und stromabwärts 1 : 3 angelegt. Er erhält eine Kronenbreite beim Abgang der Fahrwasserrinne am Scheitelpunkte von 4 m, sonst von 3 m. Für die Grundschwellen sind die gleichen Böschungsneigungen vorgesehen.

Der Baukörper selbst wird durch Senkwurstlagen (Abb. 4) geschaffen, die sich der Sohlengestaltung bei ihrer Nachgiebigkeit leicht anpassen. Die einzelnen Würste erhalten eine

Buhne 3 m Kronenbreite, Abdeckung durch Steinpflaster.

Buhne 4 m Kronenbreite, Abdeckung durch Drahtsenkwurst.

Grundschwelle.

Abb. 4. Querschnitte des Bauwerks.

Länge von 8 bis 10 m und 0,9 bis 1,0 m Stärke in Abständen von 0,50 m mit geglühtem Eisen-(Faschinen-)Draht stark verschnürt. Den Baustoff liefern die Rheinwaldungen auf den beiden Ufern, besonders die wohlgepflegten Weidengehölzpflanzungen auf dem badischen staatseigenen Vorlandstreifen. Bei weiterem Bedarf kann auf die anstoßenden Gemeindewaldungen zurückgegriffen werden, welche nach der gesetzlichen Bestimmung der Flußbaudienstbarkeit unterliegen. Zur Füllung werden für die unteren Lagen Wacken, grobes auf den Kiesbänken gewonnenes Flußgeschiebe, für die oberen Lagen Kalkstein- oder Sandsteinbruchsteine verwendet. Für die Grundschwellen und die Buhnenköpfe am Abgang des Fahrwassers vom Leitwerk bis zum nächsten Wendepunkt, woselbst erhöhter Geschiebeangriff zu erwarten ist, tritt an Stelle des Kalk- und Sandsteins Hartgestein, Granit und Phonolit. Unter Wasser wird die Buhnenkrone durch eine Drahtsenkwurst, über Niederwasser durch eine geschlossene rauhe Steinablage oder -pflasterung abgedeckt.

Der Baustoffbedarf stellt sich für 1 m Senkwurst von 0,90 m Durchmesser auf 1,6 Faschinen II. Cl. (4 bis 5 m lang, am Stockende 5 cm stark, ein Bund von 1 m Umfang daselbst und drei- bis viermal gebunden). 1 m Senkwurst hat 0,636 m³ Inhalt, danach ist der Bedarf für 1 m³ Senkwurst 2,5 Faschinen. Zur Füllung werden benutzt für 1 m Wurst 0,26 m³ Steine, somit für 1 m³ 0,41 m³. Die Bruchsteine haben bei 0,3 bis 0,5 m Kantenlänge ein Gewicht von 60 bis 100 kg. Als Bezugsquellen kommen in Betracht:

für	die Brüche
Kalkstein	bei Istein, Liel, Tuniberg,
Sandstein	am Westabhang des Schwarzwald zwischen Kenzingen und Lahr,
Kulm	im Weilertal bei Müllheim
Phonolit, Klingstein	am Kaiserstuhl,
Granit	bei Kandern und im Achertal,
am linken Rheinufer	die Vogesensandsteine bei Zabern.

Die Steine wurden bisher mit Pferdefuhrwerk auf bestimmte Lagerplätze am Ufer aufgeliefert und von dort zu Schiff auf die Baustellen angefahren. Teilweise kommen sie auch mit den Nebenbahnen an das Rheinufer. Die Vogesensandsteine werden durch den linksrheinischen Kanal unmittelbar an die Baustellen verbracht. Bei dem erhöhten Bedarf reichen diese Beförderungsmittel nicht aus, sie werden durch Lastkraftwagenzüge im Eigenbetrieb verstärkt.

Im Anschluß an die Regulierung unterhalb Straßburg is von km 123 bis 125,5 eine Übergangsstrecke herzustellen, i welcher die Höhen der Bauwerke, die oberhalb Straßbur auf + 1,90 m am Pegel bezogen sind, während sie unterhal auf + 1,50 m liegen, auch in den Böschungsneigungen sowi der Linienführung durch allmähliche Ausgleichung in Übereinstimmung zu bringen sind. Hier muß ferner die Eisenbahn und die Straßenbrücke um mindestens 1,50 m gehoben werden wenn die Schiffahrt bei höheren Ständen ermöglicht sein sol eine Maßnahme, welche schon durch die in Aussicht ge nommene Erweiterung der Straßburger Hafenanlagen oberhal der Brücken dringend geboten ist.

Die Bauausführung wird an mehreren Stellen gleichzeiti auf Baustrecken von etwa 6 km Länge in Angriff genomme werden. Dabei schließen die Baustellen nicht in regelmäßige Folge aneinander an, sondern sind auf der ganzen Streck verteilt. Die Anlage der Einbauten erfolgt auch nicht vo vornherein auf die volle Höhe und Längenausdehnung. Dies werden vielmehr den örtlichen Verhältnissen hinsichtlich de Höhenlage und Ausbildung der Kiesgründe und der Geschiebe bewegung angepaßt, um hierbei die Mitwirkung der Strömun zur Austiefung der Schwellen der Flußsohle im Talweg un dem Abtrag der Kuppen der am Talweg gelegenen Kies bankseiten zur Ausfüllung der Kolke mit dem dabei ab geschwemmten Material in ausgiebigem Maße zu benutzer Man kann sehr wohl einzelne Teile vollständig unverbau liegen lassen und zuwarten, bis eine Kiesbank mit dem dara anschließenden Kolk soweit abgewandert ist und letztere soweit aufgefüllt wurde, daß das Anschütten kostspielige Buhnenkörper wegfallen kann. Die Arbeit des Wassers wir durch Baggerungen an geeigneten Stellen unterstützt werde

Abb. 5.

zur Gewinnung von Kies und Wacken für die Bauwerke, Offen halten des Fahrwassers für die Schiffahrt an engen Stelle oder bei vorübergehenden Auflagerungen im Fahrwasser, i bescheidenem Maße auch zur Auffüllung von Buhnenfelder Es ist das die „erste Anlage“: die Herstellung der wichtigste Bauwerke im Rohbau. Daran schließt sich in den nächste Baujahren der „weitere Ausbau“ der Buhnen, Leitwerke un Grundschwellen auf die planmäßige Höhenlage und die Ab deckung der Kronen und Sicherung der Köpfe durch Tiefer deckung.

Für die Schiffahrt wird während der Bauzeit das Fahrwasser vermittels Land- und Flußbaken ausgezeichnet werden. In der schematischen Zeichnung (Abb. 5) ist das Bauvorgehen und der Baufortschritt dargestellt. Danach ist mit einer Bauzeit von elf Jahren zu rechnen, da ein weiteres Jahr für die Bauvorbereitungen, Beschaffen der Baugeräte und Baustoffe und Einrichtung des Baubetriebs vorzusehen ist. Nach sechs bis sieben Jahren darf aber bereits die Ausbildung einer geregelten Fahrwasserrinne nach Breite und Tiefe erwartet werden.

Die Baukosten sind nach einer Kostenberechnung Ende 1924 veranschlagt:

Für die Strecke km 8 bis 57	18 200 000 M.
und von km 57 bis 120	31 300 000 M.
zusammen	49 500 000 M.
Dazu kommen noch für die Übergangsstrecke zur Anpassung an die untere Regulierung bis km 125,5	2 865 000 M.
insgesamt somit zusammen	52 365 000 M.

Im Wettbewerb mit der Regulierung steht der von französischer Seite geplante Seitenkanal, der Grand Canal d'Alsace, welcher im Anschluß an die im Jahre 1922 von der Zentralkommission genehmigte Staustufe von Kembs mit sieben weiteren von 14 bis 15,5 km Länge bis Straßburg durchgeführt und oberhalb des kleinen Rheins in den in Aussicht genommenen neuen Hafen einmünden soll. Seine Länge beträgt 111 km, sein gesamtes Gefälle bei Mittelwasser 98,6 m, der Höhenunterschied einzelner Staustufen 10,9 bis 14,2 m. Während durchschnittlich neun Monate im Jahr sollen dem Rhein 850 m³ Wasser entnommen werden, im Flußbett verbleiben bei Niederwasser noch etwa 50 m³. Bei dieser Wassermenge beträgt die durchschnittliche Geschwindigkeit 1,20 m/sec und die größte im Stromstrich 1,60 m/sec (für Kembs wurden nur 0,70 bzw. 0,90 m zugelassen). Die Sohlenbreite des Kanals ist zu 80 m bemessen. Bei Böschungsneigungen 1 : 3 und einer Wassertiefe von 7 m ist eine Wasserspiegelbreite von 122 m vorhanden (Neckar bei Mannheim vor der Einmündung in den Rhein 100 m). Die Kanaldämme mit 15 m Kronenbreite und 1,5 bis 2,0 m über dem Wasserspiegel liegen im unteren Teil der Haltung mehrfach bis zu 9 m über dem anstoßenden Gelände, der Wasserspiegel bis zu 16 m über dem Grundwasserstand. Die Schleusen sind mit 140 m Länge und 25 m Breite vorgesehen (bei Kembs 185/25 m und daneben noch eine zweite Schleuse von 100/25 m). Eine zweite Schleuse soll erst im Bedarfsfall später gebaut werden. Die Vorhäfen sind oberhalb zu 500 m Länge und 50 m Breite und unterhalb der Schleusen zu 300/50 m bemessen für den Schleppbetrieb eines Dampfers von 50 PS und zwei Anhängschiffen zu 1500 bis 1800 t. Durch die acht Kraftwerke sollen 4 Milliarden kW-Stunden gewonnen werden. Eine Kostenaufstellung und eine Wirtschaftsberechnung ist nicht beigegeben.

Es bedarf keines weiteren Beweises, daß der Kanal einem Vergleich mit der Schiffahrt auf dem freien Rhein nicht standhält. Ihm haften alle Mängel und Schwächen an, die ein Kanal im allgemeinen und hier noch im besonderen aufweist. Die mindere Schleppkraft wird durch den Zeitverlust beim Durchschleusen, besonders bei der Talfahrt, mehr als ausgeglichen. Durch die Betriebsunterbrechung beim Einfrieren im Winter und durch die unvermeidlichen Instandhaltungsarbeiten zu günstiger Jahreszeit muß alljährlich die Schiffahrt auf längere oder kürzere Dauer vollständig eingestellt werden. Die starke Strömung gefährdet die Talfahrt in hohem Maße, da im Bedarfsfall nicht aufgedreht werden kann. Dazu kommt, daß die heute bis Straßburg verkehrenden Schleppzüge bei den Abmessungen des Kanals, der Schleusen und der Häfen nicht weitergefahren werden können. Das ist gerade der Zweck des Kanals. Straßburg soll Endpunkt der Großschiffahrt auf dem Rhein bleiben, da Frankreich keinerlei Interesse an der Fortsetzung einer leistungsfähigen Schiffahrtstraße bis Basel und darüber hinaus bis an den Bodensee hat.

Wenn auch die Zentralkommission eine Reihe von Verbesserungen und Erweiterungen verlangt hat, so würde durch den Kanal die Großschiffahrt auf dem Oberrhein tatsächlich lahmgelegt. Die Bauzeit ist auf 20 bis 30 Jahre angenommen. Solange müßte die Schiffahrt noch warten, bis sie in den Genuß der ihr durch den Kanal versprochenen Vorteile gelangt, welche ihr bei der Regulierung des Strombettes sofort und durch von Jahr zu Jahr sich mehr und mehr bemerkbar machende Erleichterungen zuteil werden würden. Dabei wird der Bauaufwand auf 600 Millionen Goldmark, also mehr als zehnmal soviel wie die Regulierung kostet, geschätzt.

Man sollte nun meinen, daß dieser phantastische Plan, dem jede Berechtigung zur Ausführung abgeht und der durch die Behinderung der Schiffahrt gegen die Bestimmungen der Rheinschiffahrtsakte verstößt, von der dazu berufenen Zentralkommission abgelehnt worden wäre. Dazu hat letztere sich leider nicht aufzuraffen vermocht, was bei ihrer Zusammensetzung nach Artikel 355 des Friedensvertrages von Versailles nicht zu verwundern ist. Frankreich hat sich mit seinen Verbündeten die Mehrheit gesichert, welche sich trotz aller zeitweise erscheinenden Zeitungsmitteilungen im entscheidenden Falle zusammenschließen. Den 4 französischen, 2 belgischen, 2 italienischen und 2 englischen Stimmen stehen günstigstenfalls 4 deutsche, 2 schweizer und 2 holländische Stimmen entgegen. So wurde auch diesmal ein Abkommen mit dem nachfolgenden Wortlaut getroffen, wonach sowohl die deutsch-schweizerische Regulierung genehmigt wie der französische Kanal zugestanden worden ist.

„Nach Kenntnisnahme des Berichtes vom 14. März 1925 der Subkommission, die mit der Prüfung des von der Schweiz auf Grund der Beschlüsse vom 10. Mai 1922 eingereichten Regulierungsprojektes und des von Frankreich auf Grund von Artikel 358 des Versailler Vertrages eingereichten Projektes für die Erstellung von sieben weiteren Kraftwerken unterhalb Kembs mit Rheinseitenkanal betraut worden war, gibt die Zentralkommission für die Rheinschiffahrt in Anwendung der Artikel 358 und 359 des Versailler Vertrages ihre Zustimmung zum Regulierungsprojekt und stellt fest, daß das Projekt eines Seitenkanals den in Artikel 358 desselben Vertrages gestellten Bedingungen entspricht; alles unter folgenden Vorbehalten:

Zum Regulierungsprojekt.

1. Die Regulierungsarbeiten zwischen Istein und Straßburg werden fortschreitend von unten nach oben durchgeführt und zur gleichen Zeit nur auf zwei Abschnitten vorgenommen, nämlich unmittelbar oberhalb der bereits durchgeführten Regulierungsarbeiten Sondernheim—Straßburg und in der Gegend von Hartheim vom untersten Endpunkte der Erosionsstrecke an. Immerhin können von diesem Punkte an die Arbeiten zugleich aufwärts gegen Istein wie auch abwärts gegen Straßburg durchgeführt werden.

2. Die Zentralkommission macht ihre Zustimmung vom Abschluß eines Übereinkommens zwischen Deutschland und der Schweiz abhängig, in welchem von diesen beiden Staaten die Verpflichtung übernommen wird, die notwendigen Maßnahmen zu treffen, damit die Schiffahrt während der Regulierungsarbeiten und durch dieselben keine nennenswerten Störungen erleide, und auf eigene Kosten Abhilfe zu schaffen, wenn es sich zeigt, daß die Regulierung oberhalb Straßburgs schädliche Folgen haben wird für die bereits regulierte Strecke unterhalb Straßburgs.

3. Die Zentralkommission nimmt davon Kenntnis, daß Frankreich den Regulierungsarbeiten seine technische und administrative Mithilfe derart werde angedeihen lassen, als ob Frankreich selbst auf seine eigenen Kosten diese Arbeiten ausführte, und daß die Uferstaaten die Art und Weise ihrer technischen und administrativen Zusammenarbeit durch ein Übereinkommen regeln werden, das spätestens sechs Monate nach Vorlegung der Vorschläge durch einen der Uferstaaten abgeschlossen werden muß. Die Kostenfrage richtet sich nach dem Übereinkommen vom 10. Mai 1922. Das endgültige Abkommen wird sodann der Zentralkommission vorgelegt werden.

Zum Seitenkanalprojekt.

1. Hochspannungsleitungen, Telephon- und Telegraphenleitungen müssen in einer Höhe von mindestens 16 m über dem Maximalwasserstand über den Kanal geleitet werden. Im Seitenkanal sollen die Schiffe überall mit Erfolg Anker werfen können, und es sollen die hierzu nötigen Maßnahmen getroffen werden. Da, wo die Kanalsohle ausbetoniert werden muß, soll der Beton mit einer ausreichenden Sand- oder Kiesschicht überdeckt werden, damit die Anker Grund fassen können. Wenn während des Betriebes die Zentralkommission die von Frankreich bestimmte Sand- oder Kiesschicht in ihrer Dicke als ungenügend bezeichnet, so verpflichtet sich Frankreich, die Schicht

in genügender Weise zu verstärken. Die Arbeiten zum Anschluß je eines weiteren Teilstückes des Kanals an die bereits betriebene Strecke sollen möglichst im Laufe eines Monats durchgeführt werden, und zwar am ehesten in einer verkehrsschwachen Zeit. Die Interessenten sind rechtzeitig davon in Kenntnis zu setzen.

2. Die Nutzlänge der Schleusen in jeder Haltung soll 185 m betragen. Dieser Schleuse soll eine zweite von je 100 m Nutzlänge beigegeben werden. Sämtliche Schleusen sollen eine Breite von 25 m aufweisen. Die Verlängerung einer Schleuse auf 270 m Nutzlänge muß durchgeführt werden, wenn das Verhältnis der bergfahrenden Schleppzüge, die vor der Schleuse erscheinen, aber in einer Schleusung nicht passieren können, 25 vH der im Laufe dreier aufeinanderfolgenden Jahre bergwärts geschleppten Schleppzüge beträgt, und wenn der Bergverkehr im Kanal während dieser drei Jahre einen Jahresdurchschnitt von 2 Mill. t ergibt. Außerdem müssen eine oder beide Schleusen verlängert oder weitere Schleusen erstellt werden, sobald es sich zeigt, daß auf Grund der im Vorjahre festgestellten mittleren Durchschleusungszeit der maximale Tagesverkehr in 16 Stunden nicht mehr bewältigt werden kann. Dabei muß die mittlere Dauer einer Schleusung in einer Schleusengruppe aus der Gesamtsumme aller Schleusungszeiten bei normalem Betrieb berechnet werden. Der Maximaltagesverkehr soll berechnet werden aus der Durchschnittszahl der in einer Periode von fünf Tagen während des stärksten Verkehrs geschleusten Schiffe. Voraussetzung für die Schleusenvermehrung bzw. -verlängerung ist aber, daß die auf Grund der Verkehrsstatistik der letzten vier Jahre berechneten Verkehrsmenge einer natürlichen Entwicklung entspricht und nicht durch künstliche Verkehrsvermehrung herbeigeführt worden ist. Die Vertiefung der bestehenden Schleusen muß vorgenommen werden, wenn es sich zeigt, daß infolge der Vertiefung des Rheinbettes die Schleuse nicht mehr den Anforderungen der Schiffahrt entspricht.

3. Unmittelbar oberhalb der Schleusen sind Vorhäfen einzubauen, die ununterbrochen mindestens 3 m Wassertiefe aufweisen. Diese Vorhäfen müssen mindestens 1000 m lang sein, wovon 500 m in gerader Linie liegen müssen, während die weiteren 500 m in einer Kurve von wenigstens 2000 m Radius liegen dürfen. Die Breite soll 75 m betragen, 3 m unter dem Minimalwasserspiegel gemessen. Unterhalb der Schleusen sollen ebenfalls 75 m breite Vorhäfen erstellt werden, die aber nur 500 m lang zu sein brauchen, von denen 250 m in gerader Linie liegen müssen. Die Verbindungen der Vorhäfen mit den Schleusenköpfen sollen derart verlängert sein, daß die Einfahrt leicht bewerkstelligt werden kann. Die Wassergeschwindigkeit in den oberhalb der Schleusen gelegenen Vorhäfen darf während der Füllung der Schleusen niemals 20 cm/sec überschreiten. Die Regelmäßigkeit der Wasserentnahme aus dem Rhein darf nicht durch den Betrieb der Kraftwerke und Schleusen beeinträchtigt werden. Der Schleusendienst amtet Tag und Nacht auch an Sonn- und Feiertagen. Die Ein- und Ausfahrt der Schiffe aus resp. in die Schleusen, wird kostenlos gehandhabt, wie auch die Beleuchtung der Schleusen und Vorhäfen kostenlos sein wird. In jedes Teilstück des Seitenkanals sind je 2 Wendebecken einzubauen, wovon das eine möglichst in der Mitte des Teilstückes liegen soll und das andere unmittelbar oberhalb des oberen Vorhafens. An Stelle des erstgenannten Wendebeckens kann auch ein rechteckiges Becken von 400 Länge und 200 m Breite treten, und an Stelle des zweitgenannten ein Rechteck von 600 m Länge und 200 m Breite, alles 3 m unter dem Minimalwasserspiegel gemessen. Die Verbindung zwischen dem Kanal und den verbreiterten Teilen soll durch genügend angeflachte Kurven gesichert werden. Der Minimalradius im Unterwasserkanal muß wenigstens 700 m betragen. Um den Zugang von den Unterwasserkanälen zum Rheinbett zu sichern, müssen die Baggerarbeiten ohne Beeinträchtigung der Schiffahrt vorgenommen werden. Die Schleusensohlen, die an den Unterwasserkanal stoßen, sollen 3 m unterhalb des Wasserstandes liegen, der sich bei einer Wassermenge von 540 m³/sec in Basel ergibt.

Weitere Bestimmungen.

1. Frankreich wird die Schiffahrt im Kanal dem gleichen internationalen Regime unterstellen wie die Schiffahrt im offenen Rhein und verzichtet insbesondere darauf, zu seinen Gunsten irgendwelche Gebühren für die Benutzung der Wasserstraße und ihrer Schleusen zu erheben. Es wird auch die neue Wasserstraße stets in gut schiffbarem Zustand erhalten. Immerhin soll diese Bestimmung wie auch der ganze Beschluß in keiner Weise die Rechte und Pflichten präjudizieren, die sich aus den Bestimmungen des Art. 358 des Versailler Vertrages ergeben.

2. Die Zentralkommission für die Rheinschiffahrt nimmt Kenntnis davon, daß sich Frankreich verpflichtet, die notwendigen Maßnahmen zu treffen, damit während der Ausführung der Kanalarbeiten und durch dieselben die Schiffahrt keine nennenswerten Störungen erleide, ausgenommen diejenigen, die entstehen durch den Anschluß eines neuen Kanalstückes an denselben, und daß sich Frankreich weiter verpflichtet, auf eigene Kosten Abhilfe zu schaffen, falls auf der regulierten Strecke unterhalb Straßburg durch die Erstellung des Seitenkanals der Schiffahrt schädliche Einflüsse sich geltend machen sollten.

3. Das Reglement, das sich auf die bei der Schiffahrt im Kanal anzuwendenden Zollformalitäten bezieht, wird von Frankreich der Zentralkommission unterbreitet werden."

Die Beschlußfassung für die Lösung erfolgte einstimmig da die deutschen Vertreter sich der Stimme enthielten un folgende Erklärung abgaben:

„Die deutsche Delegation würde der Entschließung, soweit si die Regulierung betrifft, trotz der ihr zuteil gewordenen Abänderunge zustimmen können, da mit den vorgesehenen Bedingungen gearbeite werden könne. Die deutsche Delegation müsse die Resolution jedoch ablehnen, soweit sie den Rheinseitenkanal betrifft, da die Be stimmungen über den Kanal und insbesondere über die Wasser geschwindigkeit, die Ausgestaltung der Schleusen und ferner einzeln wirtschaftliche Bedingungen und Zollklauseln für die Schleuse in Rhein am Wehr den Ansprüchen des Artikels 358 des Versaille Vertrages nicht entsprechen. Da auch die von deutscher Seite vor geschlagene Generalklausel betreffs späterer Revision und schließ lich ein Antrag auf Vertagung des Beschlusses abgelehnt worden se jedoch das Regulierungs- und Kanalprojekt in einer einzigen Ent schließung zusammengefaßt werde, könne die deutsche Delegatio an der Abstimmung nicht teilnehmen."

Leider haben die Schweizer und Holländer den deutsche Widerspruch nicht in genügender Weise unterstützt, wenn si sich diesem auch dahin anschlossen, daß der französisch Kanal den Bestimmungen des Artikels 358[2]) nicht entspreche da entgegen dessen Vorschriften die Schiffbarkeit, d. h. di Entwicklungsmöglichkeit der Schiffahrt beeinträchtigt un letztere erschwert und auf dem freien Strom unmöglich wird Sie glaubten durch ein Entgegenkommen gegen Frankreic die Regulierung genehmigt zu erhalten und sind nach de inzwischen erfolgten Verlautbarungen mit dem Erreichte zufrieden. Es ist aber von vornherein klar, daß beide Unter nehmungen nebeneinander nicht bestehen können. Es wir deshalb zu einem Wettlauf der Beteiligten kommen, um sic den Vorrang zu sichern. Dabei sind die Verfechter der Re gulierung in einem gewissen Vorteil, da sie sofort nach Er ledigung der noch vorgeschriebenen Förmlichkeiten mit de Arbeit beginnen können. Hoffentlich wird dieser Vorte auch ausgenutzt und wartet nicht einer auf den anderen Deutschland auf die Schweiz und umgekehrt und sucht ihr den ersten Schritt zuzuschieben; deshalb tut es dringend No die Durchführung der Regulierung alsbald aufzugreifen. Da durch, daß der Kanal mindestens die doppelte Bauzeit bean sprucht, ist als bestimmt anzunehmen, daß die Schiffahr wenn sie so lange vorher die Vorteile des Befahrens des freie Stroms genossen hat, sich später nicht mehr in einen Kana hineinzwängen lassen wird, der keinerlei günstigere Be dingungen zu bieten imstande ist.

Auch für die Regulierung ist von der Zentralkommissio die Erfüllung besonderer Bedingungen gefordert. Hier komm

---

[2]) Artikel 358. Vorbehaltlich seiner Verpflichtung, den Bestimmunge des Mannheimer oder des an seine Stelle tretenden Abkommens, sowie de Bestimmungen des gegenwärtigen Vertrages nachzukommen, hat Frankreic am ganzen Laufe des Rheins zwischen den äußersten Punkten der französ schen Grenzen

a) das Recht, zur Speisung der bereits gebauten oder noch zu bauende Schiffahrts- und Bewässerungskanäle oder für jeden anderen Zwec Wasser aus dem Rhein zu entnehmen und auf dem deutschen Uf alle zur Ausübung dieses Rechtes erforderlichen Arbeiten auszuführer

b) das ausschließliche Recht auf die durch den Ausbau des Strom erzeugte Kraft mit dem Vorbehalt, daß die Hälfte des Wertes d tatsächlich gewonnenen Kraft an Deutschland vergütet werden mu Diese Vergütung wird in Geld oder in Kraft geleistet; der unt Berücksichtigung der Kosten der für die Krafterzeugung notwendige Arbeiten errechnete Betrag wird, falls darüber kein Einverständn erzielt wird, durch Schiedsspruch bestimmt. Zu diesem Zweck i Frankreich allein zur Ausführung aller Ausbau-, Stau- und sonstige Arbeiten, die es zur Krafterzeugung für erforderlich hält, in diese Teile des Stromes berechtigt. Das Recht, aus dem Rhein Wass zu entnehmen, wird auch Belgien für die Speisung des unten vorg sehenen Rhein-Maas-Schiffahrtsweges zuerkannt.

Die Ausübung der in Absatz a und b dieses Artikels erwähnten Rech darf weder im Rheinbett noch in den etwa an seine Stelle tretende Abteilungen die Schiffbarkeit beeinträchtigen oder die Schiffahrt erschweren auch darf sie keine Erhöhung der bis dahin nach Maßgabe des geltende Abkommens erhobenen Abgaben nach sich ziehen. Alle Bauentwürfe sin der Zentralkommission zur Feststellung, ob diese Bedingungen erfüllt sin vorzulegen.

Zur Sicherstellung der gehörigen und getreulichen Durchführung d in Absatz a und b enthaltenen Bestimmungen übernimmt Deutschlan folgende Verpflichtungen usw.

erster Linie die Übernahme der Verpflichtung, während der usführungsarbeiten der Schiffahrt keine nennenswerten törungen zu bereiten und, wenn in der Folge schädliche Nachirkungen auf der regulierten Strecke unterhalb Straßburgs ch zeigen sollten, die Kosten für deren Behebung zu tragen. ie Erfüllung dieser Forderungen bietet keine Schwierigeiten. Auf der unteren Strecke herrschte während des Baues n viel lebhafterer Verkehr als oben zu erwarten steht, welchem an gegenüber Herr geworden ist. Was die vermutete etwaige erschlechterung der Verhältnisse in der unteren Strecke antrifft, so kann auf das bestimmteste versichert werden, daß ch die Kiesbewegung nur bessern wird. Denn neben den nteressen der Schiffahrt soll durch die Regulierung der Ausefung der Sohle zwischen Istein und Sasbach ein Ziel gesetzt erden. Durch die Zurückhaltung der Geschiebebewegung erden sich die bewegten Mengen vermindern und statt einer efürchteten Verschlechterung zweifellos eine Verbesserung es Fahrwassers nach Breite und Tiefe bis Mannheim hinunter ntreten. Die Einbauten werden die Widerstandskraft der ohle entsprechend stärken.

Was nun die mit dem Kanal verknüpfte Wasserkraftausnutzung anbelangt, so geht ohne weiteres aus dem dafür aufzuwendenden Kostenbetrag hervor, daß diese in keiner Weise wirtschaftlich vertreten werden kann, ganz besonders zur Zeit bei den hohen Baukosten und beträchtlichen Kapitalzinsen. Ist doch aus diesem Grund im Weiterbau der weit wertvolleren Kraftwerke am Oberrhein oberhalb Basel eine Stockung eingetreten. Werden trotzdem solche Aufwendungen gemacht, so haben sie eben einen anderen Hintergrund. Gegenwärtig steht Frankreich wirtschaftlich und geldlich so wenig günstig, daß es in absehbarer Zeit an einen solchen Milliardenentwurf nicht herantreten kann. Ist doch für die bereits im Jahr 1922 genehmigte oberste Stufe bei Kembs, welche etwa 350 Millionen Franken kosten wird, bis jetzt irgendeine Vorbereitung noch nicht getroffen worden.

So kann erhofft werden, daß die Überlegenheit der Regulierung des freien Stroms für den Großschiffahrtbetrieb vorher durch die Tat schlagend bewiesen werden wird vor der Minderwertigkeit des Kanals, dessen Ausführung dann unterbleibt.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Beitrag zur Schwerpunktsbestimmung beim Trapez.

Von Dipl.-Ing. C. Hensen, Hamburg.

Der Schwerpunktsabstand von der größeren der parallelen Seiten ist

$$h_a = \frac{h}{3} \cdot \frac{a + 2b}{a + b} = \frac{h}{3} \cdot \frac{1 + 2\frac{b}{a}}{1 + \frac{b}{a}}.$$

etzt man $\frac{b}{a} = \alpha$, wobei α alle Werte zwischen 0 und 1 annehmen ann, so ist für $h = 1$

$$h_a' = \frac{1}{3} \cdot \frac{1 + 2\alpha}{1 + \alpha}$$

nd damit $h_a = h \cdot h_a'$.

α	h_a'	α	h_a'	α	h_a'	α	h_a'	α	h_a'
0,01	0,337	0,21	0,391	0,41	0,430	0,61	0,460	0,81	0,483
0,02	0,340	0,22	0,393	0,42	0,432	0,62	0,461	0,82	0,484
0,03	0,343	0,23	0,396	0,43	0,434	0,63	0,462	0,83	0,485
0,04	0,346	0,24	0,398	0,44	0,435	0,64	0,463	0,84	0,485
0,05	0,349	0,25	0,400	0,45	0,437	0,65	0,465	0,85	0,486
0,06	0,352	0,26	0,402	0,46	0,438	0,66	0,466	0,86	0,487
0,07	0,355	0,27	0,404	0,47	0,440	0,67	0,467	0,87	0,488
0,08	0,358	0,28	0,406	0,48	0,441	0,68	0,468	0,88	0,489
0,09	0,361	0,29	0,408	0,49	0,443	0,69	0,469	0,89	0,490
0,10	0,364	0,30	0,410	0,50	0,444	0,70	0,471	0,90	0,491
0,11	0,366	0,31	0,412	0,51	0,446	0,71	0,472	0,91	0,492
0,12	0,369	0,32	0,414	0,52	0,447	0,72	0,473	0,92	0,493
0,13	0,372	0,33	0,416	0,53	0,449	0,73	0,474	0,93	0,494
0,14	0,374	0,34	0,418	0,54	0,450	0,74	0,475	0,94	0,495
0,15	0,377	0,35	0,420	0,55	0,452	0,75	0,476	0,95	0,496
0,16	0,379	0,36	0,422	0,56	0,453	0,76	0,477	0,96	0,497
0,17	0,382	0,37	0,423	0,57	0,454	0,77	0,478	0,97	0,497
0,18	0,384	0,38	0,425	0,58	0,456	0,78	0,479	0,98	0,498
0,19	0,387	0,39	0,427	0,59	0,457	0,79	0,480	0,99	0,499
0,20	0,389	0,40	0,429	0,60	0,458	0,80	0,481	1,00	0,500

Die Arbeiten der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

Von Geh. Regierungsrat Professor Robert Otzen.

Genau drei Vierteljahre sind verflossen, seit auf der Gründungsversammlung in Berlin am 21. Oktober 1924 die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau ins Leben gerufen wurde. Die Aufforderung, sich an dieser Gründung zu beteiligen, war in weite Kreise hinausgegangen. Der Grundgedanke muß von starker Zugkraft gewesen sein, denn 300 Herren waren gekommen und gaben einmütig ihre Zustimmung, nachdem der Plan und die wichtigsten Voraussetzungen seiner Durchführung bekanntgegeben waren. Wenn auch innerlich nicht jeder Teilnehmer ohne Bedenken war, so wurde er doch durch die Suggestivkraft der gesunden Idee, d. i. die einheitliche Zusammenfassung aller für das Problem in Frage kommenden Kreise, bewogen, nicht abseits zu stehen.

Die Gesellschaft war damit also formal entstanden. Nun mußten die Aufbaugedanken aus dem Gebiete theoretischer Erörterung in die Praxis überführt werden. Die Gesellschaft sollte produktive Arbeit leisten. Der Bau von Automobilstraßen stellt besonders unter den Verhältnissen, die z. Zt. in deutschen Landen herrschen, eine Aufgabe von gewaltiger Vielseitigkeit dar. Im allgemeinen ist der Vorgang des „Bauens" ein verhältnismäßig einfacher. Der Bauherr läßt sich von sachverständiger Hand einen Plan entwerfen und führt ihn kraft der ihm zur Verfügung stehenden Mittel mit Hilfe der Bauindustrie durch. Diese einfache Sachlage war bei dem hier zu behandelnden Problem nicht gegeben. Die zur Bewältigung des Aufgabenkomplexes erforderlichen Mittel sind bei den Bauherren weder flüssig noch ohne besondere Maßnahmen greifbar. Hinzukommt, daß die Bauaufgabe infolge der völlig neuartigen Anforderungen auch keine eindeutig anerkannte technische Herstellungsmethode des Objektes kennt. So konnten die Bauherren weder als kapitalkräftige Auftraggeber von sich aus handeln, noch konnten sie umfassende Beratung durch Theorie und Praxis entbehren.

Hierin liegt die Erklärung dafür, daß der fundamentale Organisationsgedanke mit verhältnismäßig geringen Schwierigkeiten in der Zusammensetzung des Vorstandes seinen Ausdruck finden konnte. Natürlich ging es ohne Verhandlungen über die Abgrenzung und die zahlenmäßige Bewertung der einzelnen Gruppen nicht ab. Im Laufe des Winters ist es aber gelungen, eine allseitig befriedigende Lösung zu finden. Danach besteht der Vorstand aus 30 Mitgliedern, die wie folgt auf die einzelnen Kategorien verteilt sind:

Wissenschaft	4 Sitze
Bau- und unterhaltungspflichtige Verbände	8 „
Nutznießer	7 „
Materiallieferanten	4 „
Bauausführende	6 „
Zur Ergänzung	1 „
	Summe 30 Sitze

Die geeigneten Persönlichkeiten für alle Ämter sind gewonnen. Jeder Herr hat einen Stellvertreter, so daß es gelungen ist, in den bisherigen Vorstandssitzungen stets das volle Gremium zu versammeln. Durchschnittlich hat in jedem Vierteljahr bisher eine Sitzung stattgefunden.

Eine Versammlung von 30 Herren ist aber an sich wieder eine Gesellschaft, die zwar Anregungen geben und aufnehmen, und die Beschlüsse fassen kann. Sie ist aber naturgemäß nicht das geeignete Organ für die Erledigung laufender Arbeiten. Schon formal hat diese Arbeit einen solchen Umfang angenommen, daß die Einsetzung eines Büros mit einem Geschäftsführer an der Spitze unvermeidlich war. Ein weiteres Zwischenglied mußte noch geschaffen werden in Gestalt eines geschäftsführenden Vorstandes, in den nach längerer Erörterung der zweckmäßigsten Gestaltung drei Herren gewählt worden sind.

Nachdem es auf diese Weise geglückt war, einen für die Festlegung der Marschziele geeigneten Generalstab in dem geschilderten Vorstandsorgan einzusetzen, mußte nunmehr die Truppe selbst organisiert und in Marsch gesetzt werden. Unter dem Leitmotiv „getrennt marschieren, vereint schlagen" wurde zur Bildung von Arbeitsausschüssen das gesamte Gebiet in etwas anderer Weise auf-

geteilt, als dies bei der Vorstandsbildung der Fall war. Innerhalb von vier Hauptgruppen sind 18 Ausschüsse an der Arbeit, von denen einzelne sich wiederum unterteilen mußten, so daß die Gesamtzahl jetzt 25 erreicht hat. Da die Besetzung dieser Kommissionen zwischen 6 und 15 Personen schwankt, so ist im Rahmen dieser Organisation eine Phalanx von 200 Fachleuten aufgestellt. In jedem Einzelausschuß ist die für den Vorstand maßgebende paritätische Besetzung wiederholt.

Das Thema, das ich hier zu behandeln habe, zwingt mich dazu, Ihnen zunächst einmal eine Schilderung des programmatischen Aufbaues unserer Gesellschaft zu geben. Er gehört zu den Arbeiten, von denen ich zu berichten habe. Mancher von Ihnen wird bei den genannten Zahlen wohl einen gelinden Schreck bekommen und das Gespenst „Überorganisation" wird ihm als Menetekel an der Wand erscheinen. Ich glaube zu Unrecht. Die Studiengesellschaft ist weder Bauherr noch Bauausführender — sie stellt einen Saugapparat dar, der aus vielen Quellen Nahrung sucht. Die klar gegliederte und kritisch gesichtete Sammlung des Bekannten und die Nutzbarmachung des Materials ist ihr erstes Ziel. Der dicke Band von Niederschriften und Berichten, der hier vor mir liegt, gibt Ihnen einen Beweis von der bereits in diesem Sinne geleisteten Arbeit. Denken Sie sich den Inhalt bearbeitet zu einem groß angelegten, durch die Finanzkraft der Gesellschaft billig zur Verfügung gestellten und dauernd in Lieferungen ergänzten Standardwerk zusammengefaßt, sehen Sie es in der Hand jedes Fachmannes, der irgend mit der Sache zu tun hat — und die Bausteine zum Fundament des Einheitsgebäudes sind vorhanden.

Es kann heute nicht meine Aufgabe sein und würde nicht in den Rahmen der Tagung passen, wenn ich Sie mit einer auszugweisen Wiedergabe der gewonnenen Resultate ermüden wollte. Ich kann nur in Anlehnung an die organische Disposition des Aufgabenkreises kurz den gedanklichen Inhalt skizzieren.

Die Planung der Automobilstraßen in Stadt und Land geht von zwei Gesichtspunkten aus. Eine rein idealistische Richtung kann eingeschlagen werden, indem die in ferner Zukunft zu erwartende Verkehrsanlage zugrunde gelegt wird. Die Straßenbaupolitik in England ist von solchen großzügigen Gedanken geleitet. Sie sehen dort gewaltige Straßenzüge, deren Verkehr heute von Wegen viel geringerer Klasse aufgenommen werden könnte. Beim Befahren aber empfindet man eine Ahnung zukünftiger Möglichkeiten und glaubt instinktiv an die Produktivität des hier festgelegten Kapitals. Der andere Weg, bescheidener in seinen Zielen, ist gekennzeichnet durch das Wort Realpolitik. In Deutschland muß den Schwierigkeiten der Anpassung theoretischer Verkehrshoffnungen an praktisch-wirtschaftliche Verkehrsregelung offen ins Gesicht gesehen werden. Unser Straßennetz in seiner jahrhundertealten Solidität stellt einen gewaltigen Kapitalbesitz dar, der nicht ohne weiteres der Rentabilität entkleidet werden kann. Nun ist aber die sprungweise Vermehrung der Anforderungen des Kraftwagenverkehrs mit absoluter Sicherheit zu erwarten. Wir wissen, daß die Zahl der Kraftwagen, gemessen am Maßstabe der Einwohnerzahl, sich im Vergleich von Amerika zu Deutschland wie 300:7 verhält. Diese Tatsache ist ein Sturmzeichen, das der erfahrene Kapitän nicht unbeachtet lassen kann. Also gilt es Kurswechsel und sachliche Vorbereitung auf das Kommende. Kurswechsel insofern, als unbrauchbare Straßendecken durch geeignete ersetzt — sachliche Vorbereitungen, indem die Eigenart moderner Straßenbefestigung im Hinblick auf ihre technische und wirtschaftliche Güte kritisch gewertet werde.

Damit sind wir in das Arbeitsgebiet der zweiten Gruppe, die sich mit Konstruktion und Material des Straßenbaues beschäftigt, hinübergeleitet. Die umfangreiche Tätigkeit dieser Ausschüsse, die Material sammeln, sichten und die für deutsche Verhältnisse geeigneten Maßnahmen feststellen, kann sich in immer steigendem Maße auf die Ergebnisse von Studienreisen stützen. Der Reisebericht über eine im Herbst ausgeführte Englandfahrt liegt gedruckt vor. Eingehende Studien über die amerikanischen Straßenbauverhältnisse sind zum Teil bereits veröffentlicht, zum Teil werden die Berichte der erst im Mai zurückgekehrten, von der Studiengesellschaft entsandten Herren baldigst im Druck erscheinen. Die neuesten italienischen und belgischen Straßenausführungen sind von unseren Herren bereist. Das nächste Reiseprogramm hat die Schweiz zum Ziel.

Um Ihnen ein Bild zu geben, in welcher Richtung sich die parallel geschalteten Arbeiten der sieben rein technischen Ausschüsse bewegen, will ich versuchen, Ihnen die Ausführungsmöglichkeiten zu charakterisieren. Ihre Eigenart ist gekennzeichnet durch die Forderungen der Festigkeit und Elastizität. Beide zusammen sind maßgeblich für die Abnutzung und damit für die Erfüllung hygienischer Forderungen. Der wassergebundene Schotter hat erfahrungsgemäß nicht die genügende Festigkeit. Also ist die innigere Bindung der Steinstücke anzustreben. Im Klein- und Klinkerpflaster, deren Fugen zwischen den regelmäßig geformten Steinen dicht und systematisch angeordnet sind, ist das Loßreißen auch bei einfacher Sandbindung weitgehend verhindert. Eine weitere Lösung ist bei regellos eingefülltem Steinmaterial der Ersatz von Sand und Wasser durch bitumenartige Bindemittel: Teer und Asphalt. Die Ausführungsmöglichkeiten erstrecken sich von einfacher Oberflächenbehandlung bis zur völligen Durchdringung der Teile. Den letzten Schritt in der Stärkung der Bindung bedeutet die Herstellung von Beton. Infolge der Versteinerung des Bindemittels, des Zements, bekommt die Straßendecke den Charakter einer künstlichen steinernen Einheitsplatte. Damit wird die Festigkeit in idealer Weise gesteigert. Innere Spannungserscheinungen, die Rissebildung im Erhärtungsvorgang zur Folge haben könne[n], müssen durch geeignete Maßnahmen unschädlich gemacht werde[n].

Diese kurze Schilderung enthält in äußerster Konzentrieru[ng] die zahllosen Probleme, die zu bearbeiten waren. Sie enthält zugle[ich] einen Ausblick auf die Zukunftsarbeit, die sich mit der kritische[n] Würdigung der Eignung aller dieser Methoden für jeden Einzelfall [zu] beschäftigen hat. Die am 18. Juni d. Js. bei Braunschweig e[r]öffnete Versuchsstraße zeigt in geschlossener Bahn alle die Straßendecken hintereinander. Ihr Bau ist vom Deutschen Straße[n]bau-Verband von langer Hand vorbereitet und durchgeführt. D[ie] Zusammenarbeit mit der Studiengesellschaft, die in ihrem Aufba[u] Verwaltung, Industrie und Wissenschaft organisch zusammenfaß[t], ist in dem Sinne erfolgt, daß die Ausführung der einzelnen Teilstrecke[n] nach den sorgfältig durchberatenen Vorschlägen der Arbeitsausschüs[se] erfolgte. Zur Durchführung des Versuchsprogramms wird diese Straß[e] von gummibereiften, beladenen Lastkraftwagen und Zugmaschine[n] aller Art in ununterbrochenem Betriebe mit verschiedenen G[e]schwindigkeiten und Bereifungsarten befahren werden. Die Ergebniss[e] dieser großzügigen Versuche werden eine Fülle von wertvollen A[n]regungen bringen. An Kritik hat es im einzelnen, wie das in Deutsch[land] üblich ist, nicht gefehlt. Die schnelle und einwandfreie Ferti[g]stellung hat aber gezeigt, daß die Leitung sich nicht durch kleinlich[e] Bedenken vom großen Ziel hat abdrängen lassen. „Im Anfang wa[r] die Tat", und zur Lösung eines so überaus verwickelten Problem[s], wie es die Umstellung des Straßenbauwesens auf den zukünftige[n] Verkehr bedeutet, ist und bleibt die Hauptsache, daß etwas geschieh[t] — ut aliquid fiat!

Auf dieser Versuchsbahn werden die Arbeiten der dritten Aus[s]chußgruppe, die sich mit Verkehr, Technik und Bereifun[g] der Kraftwagen beschäftigt, Gelegenheit finden, die von ihnen au[f]gestellten Grundsätze praktisch nachzuprüfen. Die gegenseitige B[e]einflussung von Rad- und Straßendecke bildet einen Hauptpunk[t] des Programms. Die auf dem Versuchsstand des Professor Dr. Beck[er] an der Berliner Technischen Hochschule gewonnenen Beobachtungs[]ergebnisse werden hier an einem der Wirklichkeit aufs engste ang[e]näherten Versuchsobjekt erweitert und nutzbar gemacht werde[n] können.

Gesetzgebung und Finanzierung ist das Leitwort f[ür] die letzte Arbeitsgruppe. Hier treffen wir auf den empfindlichste[n] Punkt des Problems, auf den nervus rerum. Die Arbeit dieser Aus[]schüsse ist sehr erschwert, da in der Wahrung berechtigter Interesse[n] sich starke Gegensätze in den verschiedenen Auffassungen bemerkba[r] machen müssen. Der Bauherr ist eben nicht kapitalkräftig genug, u[m] gewissermaßen diktatorisch vorgehen zu können. In unserer augen[]blicklichen Lage, in der sich übrigens in abgeschwächtem Maß auc[h] alle Siegerstaaten befinden, ist eine Belastung der Allgemeinheit m[it] den gewaltigen Baukosten einfach nicht tragbar. Also folgt m[it] zwingender Notwendigkeit die Pflicht der Nutznießer, im ureigenste[n] Interesse bis zur äußersten Grenze wirtschaftlicher Möglichkeit sic[h] an den Lasten zu beteiligen. Zwar würde bei normalem Verlauf eine[r] Verkehrssteigerung das natürliche Empfinden die Verpflichtung z[ur] Tragung der Kosten der Allgemeinheit zuweisen müssen. Die Au[f]fassung, daß der augenblickliche Nutznießer in Gestalt des Kraf[t]wagenbesitzers, der Transportgesellschaften oder aller einschlägige[n] Industrien alleinigen Vorteil von der Anpassung der Straßenform a[n] die neue Verkehrsart habe, ist offensichtlich kurzsichtig. Festzustelle[n] ist, daß die Allgemeinheit einen vollen, allerdings latenten Anteil a[n] diesen Vorteilen hat.

Das Ergebnis der Arbeiten der Ausschüsse ist die Aufstellun[g] von Richtlinien für die Finanzierung der Wegelasten. Danach müsse[n] die Mittel aus den allgemeinen Steuern zwar weiter bewilligt werde[n], aber sie bedürfen der Ergänzung aus allgemeinen Wegeabgaben, z[u] denen die Kraftfahrzeugsteuer in erster Linie gehört, und besondere[n] Wegeabgaben, die dazu bestimmt sind, einen das übliche Maß übe[r]schreitenden Bedarf an Unterhaltungskosten abzugelten. Ferne[r] behandeln die Richtlinien die Verteilung des Aufkommens aus de[n] Wegeabgaben und die Notwendigkeit außerordentlicher Reichs- un[d] Staatszuschüsse.

Ob und wann es gelingt, bei unseren deutschen Verhältnisse[n] eine so sachliche und einheitliche Regelung der gesetzgeberische[n] Maßnahmen zu erzielen, wie dies z. B. in England geglückt ist, dürft[e] sich zurzeit noch jeder sicheren Voraussage entziehen. Zum Studiu[m] dieser Frage empfehle ich die Abhandlung des Herrn Geheimra[t] Hoepfner, Cassel, „Verwaltung und Finanzierung des Straßenwesen[s] in England".

Hiermit hoffe ich, Ihnen in kurzen Worten das Wesentlich[e] bekanntgegeben zu haben, was von der Studiengesellschaft an theo[]retischer und praktischer Arbeit geleistet ist. Ich glaube zuversichtlic[h], daß diese Arbeitsleistung dazu beitragen wird, bald einen erträg[]lichen Zustand auf unseren Straßen zu schaffen. Der Ausbau diese[r] Erfahrungen, verbunden mit weiter geförderter theoretischer E[r]kenntnis, wird ein wirtschaftlich erstarkendes Deutschland in de[n] Stand setzen, allmählich aus dem erträglichen einen be[]friedigenden Zustand zu entwickeln.

Die verwirrende Fülle der Grundlagen und erforderlichen Maß[]nahmen erfordert kategorisch eine gewisse Zentralisierung. S[ie] muß bei loyaler Achtung der Selbstverwaltung und der Eigenart vo[n] Landesnatur und -kultur zu einer objektiven Beurteilung aller ein[]schlägigen Fragen führen können. Der Aufbau der Studiengesellscha[ft]

gibt hierfür ein Beispiel. Das Motto ihres Entstehens war die auch in unserem politischen Leben so heiß erstrebte Überparteilichkeit.

Die Gesellschaft ist in Norddeutschland entstanden und ihre Mitarbeiter haben sich zunächst auch in größerer Zahl aus den nördlichen Teilen Deutschlands zusammengefunden. Wenn es auch im Laufe ihres Bestehens gelungen ist, viele Fachleute aus Süddeutschland für ihre Pläne zu gewinnen, so ist ihr Zusammenschluß doch noch nicht ideal. Wir hoffen von dieser Tagung, die mit bewußter Absicht nach der schönen Stadt München zusammenberufen wurde, daß sie uns auf dem Wege zur Vereinigung aller deutschen Interessen ein gut Stück vorwärtsbringen wird.

(Fortsetzung folgt.)

Kruppsche Eimerketten-Trockenbagger.

Die Firma Krupp, die seit Jahrzehnten in der Bauwelt durch die Lieferung von Schienen, Gleisanlagen und insbesondere von selbstentladenden Förderwagen gut eingeführt und bekannt ist, hat vor einigen Jahren, gestützt auf die Konstruktionen und Erfahrungen der Maschinenfabrik Buckau in Magdeburg, den Bau von Eimerkettentrockenbaggern aufgenommen und inzwischen weiterentwickelt. Bei der Herstellung dieser Großbagger, die eine reichliche Verwendung von Sonderstahlsorten erfordert, kommen der Firma ihre ausgedehnten und langjährigen wissenschaftlichen und praktischen Erfahrungen auf metallurgischem Gebiet sehr zustatten. Neben Hartguß und Sonderstählen aller Art findet hier der hervorragende Kruppsche Hartstahl ausgiebige Verwendung. Die eigenartige Härte dieses Stahls, die als Naturhärte den Werkstoff im ganzen Querschnitt gleichbleibend durchdringt, gestattet eine Ausnutzung der daraus gefertigten Teile bis aufs äußerste Maß und gewährleistet eine mehrfach längere Lebensdauer gegenüber Stücken, die aus den früher üblichen besten Werkstoffen gefertigt sind.

Abb. 1. Seitenschütter S 150 mit 150-Liter-Eimern der Fried. Krupp A.-G., Essen. Elektrischer Antrieb.

Die Erfahrung bei der Aufstellung und beim Betrieb der Bagger hat gelehrt, daß es vorteilhaft ist, alle Maschinenteile derart in geschlossenen Gruppen zusammenzufassen, daß sie schon in der Werkstatt vollständig zusammengebaut werden können, um bei dem Aufbau des Baggers an Ort und Stelle als Ganzes eingebracht zu werden. Hierdurch wird nicht nur das richtige Zusammenarbeiten aller Teile gesichert, sondern auch die Aufstellungszeit verkürzt und das Verbringen des ganzen Baggers von einer zur andern Baustelle erleichtert. So kann beispielsweise das Eimerleiterwindwerk des Seitenschütters von Abb. 1, das auf einem Rahmen sitzt, als Ganzes ein- und ausgebaut werden.

Da ein unfreiwilliger Stillstand des Baggers den ganzen Förderbetrieb unterbindet und viele Arbeitskräfte lahmlegt, ist besonders dafür gesorgt, daß alle wichtigen Teile leicht und bequem zugänglich sind und ausgewechselt werden können. Zu diesem Zweck sind außerdem im Dach und in den Zwischenwänden verschließbare Luken vorgesehen, um auch größere Stücke, teilweise mit Hilfe eines besonders angeordneten Schwenkkrans (s. Abb. 2), ohne Zeitverlust auswechseln zu können.

Abb. 2.
Doppelschütter D 350 mit 350-Liter-Eimern der Fried. Krupp A.-G., Essen. Elektrischer Antrieb.

Der in Abb. 2 dargestellte elektrisch betriebene Doppelschütter, Größe D 350, befindet sich seit Mitte 1922 in ununterbrochenem Betrieb und ist imstande, in 24stündiger Arbeit etwa 9000 cbm gewachsenen Boden zu fördern. Die Eimerleiter hat eine Länge von 31,2 m. Durch die Anordnung von zwei fahrbaren Drehgestellen auf der Eimerleiterseite und eines einschienigen Fahrgestells auf der Gegenseite ist der ganze Bagger in drei Punkten unterstützt, wodurch auch bei ungünstiger Gleislage Formänderungen und damit unbeabsichtigte Beanspruchungen von dem Baggergehäuse ferngehalten werden.

Abb. 3 zeigt eine Sonderbauart für Kanalbauten. Bei diesem Bagger kann das gewonnene Fördergut einerseits durch Wagen, die unter den Schüttrumpf in die Durchfahrt gebracht werden, abgefahren

oder andererseits mit Hilfe des nach hinten angebauten Bandförderers mit Abwurfwagen hinter dem Bagger abgesetzt werden. Die beim Ausbaggern des Kanals gewonnenen Erdmassen können also ohne weiteres Umladen seitlich des Kanals als Damm wieder aufgeschüttet werden.

Die Firma Krupp hat mittlerweile im Bau von Eimerketten-

Abb. 3.

baggern verschiedenster Art reichlich eigene Erfahrungen gesammelt, und ihre Entwicklung auf diesem Gebiet darf in Anbetracht der verhältnismäßig zahlreich gelieferten und unbeanstandet arbeitenden Bagger und der ständig gesteigerten Nachfrage wohl als günstig bezeichnet werden.

Die Betonmischer-Konstruktionen im Gaspary-Hause zur Herbst-Baumesse Leipzig 1925.

Die Maschinenfabrik Dr. Gaspary & Co., Markranstädt bei Leipzig, hat sich seit ihrem Bestehen mit der Verbesserung der maschinellen Einrichtungen zur Erzeugung des Betons befaßt und im Laufe der verflossenen 25 Jahre eine Anzahl Mischerkonstruktionen geschaffen, von denen sie diesmal zur Baumesse in ihrem Gasparyhause die wichtigsten zur Schau bringt. Es werden Mischer für Hand- und für Kraftbetrieb gezeigt und auch in Betrieb vorgeführt. Man hat hier auf engstem Raum Gelegenheit, alle brauchbaren Mischertypen der Firma zu sehen und muß unterscheiden zwischen Mischer für den Baubetrieb und Mischer für den Werkstättenbetrieb, zwischen Konstruktionen für Fein- und für Grobbeton.

Als ein Mischer für kleinere Leistung für Hand- und für Kraftbetrieb wird der Dr. Gaspary-Kipptrogmischer vorgeführt, ferne ebenfalls für kleinere Leistungen und besonders für fliegende Ba betriebe der „Trommelmischer".

Der ausgestellte Mischer für Feinbeton mit Knetkoller ist ei Typ, der im Intensivmischer eine anerkannt gute Verwirklichun fand. In einem oben offenen, feststehenden Mischtrog arbeiten un laufende Mischwerkzeuge als Wendeschaufeln, Wandräumer nebe einem in Schleifenbahnen laufenden Knetkoller, der in kurzer Ze alle Teile des Mischerbodens überfährt und gründlichste Feinmischer arbeit leistet.

Als Großbetriebsmischer für Bauzwecke wird der Brillantmische gezeigt. Dieser Mischer, der stationär und fahrbar geliefert wird, kan auch mit Bauwinde zum Heben des fertigen Betons in die verschiedene Stockwerke und mit Rohölmotor ausgestattet werden. Der Mische kann, gleich dem Intensivmischer auch so ausgeführt werden, daß e zwecks Entleerung mit Kipplowrys unterfahren werden kann.

Neben diesen Normalkonstruktionen stellt die Firma auc Spezialausführungen aus, so einen Trogmischer mit Rührarmen, di das Mischgut mischen und gleichzeitig transportieren. Diese Mische werden auch als Doppeltrogmischer gebaut und leisten für ihre Sonder zwecke als Mischer und Zuführungsapparate für automatisch arbeitend Maschinen gute Arbeit.

Es ist selbstverständlich, daß die genannte Firma neben ihre Mischern auch die verschiedensten Betonbearbeitungsmaschine wie Pressen aller Art, Stampfmaschinen, auch Formen und alle Hilfs maschinen zur Zerkleinerung und Reinigung der Rohstoffe, Schleif und Poliermaschinen usw. mit ausstellt.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Das Schiedsgerichtswesen unter besonderer Berücksichtigung des Baugewerbes.

Von Direktor Dipl.-Ing. Hans Schäfer, Düsseldorf.

Der Schiedsgerichtsgedanke steht im öffentlichen Bauwesen in einer Krise. Es verlohnt daher, vor einer sachlichen Behandlung der einzelnen Fragen die geschichtliche Entwicklung der Vereinbarung von Schiedsgerichten in Bauverträgen mit Behörden darzulegen. Über die in der Vorkriegszeit geltenden Bestimmungen gibt uns am besten die Denkschrift Aufschluß, welche am 24. 10. 1908 dem Reichstag als „Zusammenstellung der für die Reichsbetriebe erlassenen Bestimmungen über das Verdingungswesen" zugeleitet wurde. Dazu werden noch die allgemeinen Vertragsbedingungen der einzelnen Bundesstaaten nach Bedarf heranzuziehen sein.

In bezug auf die Schiedsgerichtsklausel herrscht eine vielgestaltige Mannigfaltigkeit. Von dem Ausschluß der ordentlichen Gerichtsbarkeit und der bindenden Vorschrift auf Anwendung des schiedsgerichtlichen Verfahrens bis zur Vorschrift des ordentlichen Gerichtsverfahrens unter Ausschlu des schiedsgerichtlichen Verfahrens finden sich die verschie densten Zwischenformen. Die „Allgemeinen Vertragsbedin gungen für die Ausführung von Bauten im Bereiche der Bau verwaltung des Reichsamtes des Innern" unterstellen ohne be sondere Vorschrift (§ 29, Absatz 2), daß die Entscheidung vo Streitfällen durch das Schiedsgericht erfolgt, wenn der Unter nehmer einen Antrag auf schiedsgerichtliche Entscheidun stellt. Das gleiche gilt für die allgemeinen Vertragsbedingunge der Reichspost- und Telegraphen-Verwaltung. Auch di Marine und die Werften hatten gleichlautende Bestimmungen während die der Heeresverwaltung grundsätzlich abwiche (siehe unten).

In den preußischen allgemeinen Vertrags-Bedingunge (Ministerium der öffentlichen Arbeiten, 17. 1. 1900, III b 601, § 20) war bestimmt, daß ein Schiedsgericht zu entscheide habe, wenn nicht im vorkommenden einzelnen Streitfal der ordentliche Rechtsweg vereinbart werde. Bayern da

gegen (2. 4. 1903, § 44, 45) bestimmt grundsätzlich den ordentlichen Rechtsweg, läßt jedoch im Einzelfall die Vereinbarung eines Schiedsgerichts-Vertrages mit Genehmigung des Ministeriums zu. Baden (3. 1. 1907) äußert sich in seinen Bestimmungen überhaupt nicht, ob das ordentliche oder das Schiedsgerichtsverfahren Platz greifen soll — womit also grundsätzlich der ordentliche Rechtsweg gilt —, es werden jedoch in § 28 Bestimmungen für den Fall gegeben, daß ein Schiedsgericht vereinbart wird. Klar trennt sich die Heeresverwaltung vor dem Krieg von den anderen Verwaltungen; sie spricht — bei sonst gleichem Wortlaut — nur von ordentlichen Gerichten, wo in den anderen Bedingungen von Schiedsgerichten die Rede ist (Allgemeine Bestimmungen betreffend die Vergebung von Leistungen für Garnisonbauten, IV, 6. Absatz 2).

Schon vor dem Kriege setzten aber auch in der preußischen Verwaltung der öffentlichen Arbeiten, die ja damals der größte öffentliche Bauherr war, Bestrebungen ein, von der schiedsgerichtlichen Erledigung von Streitfällen abzugehen. Ein Ministerialerlaß vom 10. 5. 1910 sagt dazu:

„In der letzten Zeit sind bei Schiedsgerichten in Ausführung von Verträgen, denen die allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Staatsbauten oder für die Ausführung von Leistungen und Lieferungen zugrunde lagen, vielfach Mißstände zutage getreten, die zu einer Prüfung der Frage geführt haben, ob in diesen Fällen der Grundsatz schiedsgerichtlicher Entscheidung festzuhalten ist oder ob solche Streitigkeiten dem ordentlichen Rechtswege zu überweisen sind. Überwiegende Gründe sprechen für Beibehaltung der Schiedsgerichte. Es ist aber als notwendig erkannt worden, in erster Linie tunlichst die Ursachen zu beseitigen oder doch abzuschwächen, welche zu den in der letzten Zeit ganz besonders zahlreichen Fällen der Anrufung von Schiedsgerichten geführt haben; in zweiter Linie ist die Zusammensetzung der Schiedsgerichte zu verbessern."

Im Jahre 1913/14 wurde die Vereinheitlichung der Regelung des öffentlichen Verdingungswesens auf dem Wege des Reichsgesetzes versucht. Der aus den Beratungen einer Reichstagskommission (15.) zur Vorbereitung von Initiativ-Anträgen betreffend Regelung des Submissions- und Lieferungswesens hervorgegangene, jedoch nur in der Kommission in 1, Lesung erledigte Gesetzentwurf (13. Periode des Reichstags, I. Session 1912/14, Reichstagsdrucksache Nr. 1552 vom 30. 4. 1914), sah in § 57 grundsätzlich das schiedsgerichtliche Verfahren vor; die Parteien sollten nach Entstehen eines Streitfalles jedoch das ordentliche Gericht vereinbaren können.

Die Frage ruhte dann bis zu dem Erlaß des Reichsverkehrsministers E. VI 67 D 4691 vom 28. 3. 1922, der nun plötzlich mit der seitherigen Übung der Regelung durch Schiedsgerichte brach:

„Unbeschadet der in Aussicht genommenen Durchsicht der früher preußisch-hessischen allgemeinen Vertragsbedingungen wird die Eingangsbestimmung im § 20 der allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Leistungen und Lieferungen, im § 29 der allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Staatsbauten und im § 29 der allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Erd-, Feld-, Rodungs- und Böschungsarbeiten, betreffend die Anrufung eines Schiedsgerichts unter Ausschluß des Rechtswegs bei allen aus Anlaß und der Ausführung des Vertrages entstehenden Streitigkeiten, bis auf weiteres aufgehoben. Dafür ist zunächst zu setzen: „Streitigkeiten, die sich zwischen der Verwaltung und dem Unternehmer aus dem Vertrage ergeben, sind im allgemeinen im ordentlichen Rechtswege auszutragen. Ein Schiedsgericht ist nur einzusetzen, wenn nach der Art des Streitfalls die schiedsgerichtliche Erledigung der Verwaltung und dem Unternehmer angezeigt erscheint und besonders vereinbart wird."

Der Erlaß ist in der Zeit ergangen, da technische Meinungsverschiedenheiten bei weitem zurücktraten hinter den Meinungsverschiedenheiten, die sich aus der Geldentwertung ergaben. Und gerade auf diesem Gebiete der Berücksichtigung der Geldentwertung in Verträgen, die besonders dort eine Rolle spielen mußte, wo der langfristige Vertrag in der Natur der Sache liegt wie im Baugewerbe, klaffte damals ein tiefgehender Widerspruch zwischen den Anschauungen des praktischen Lebens und der Geschäftswelt und der Rechtsprechung der Gerichte bis hinauf zum Reichsgericht. Aus diesem Widerspruch entsprang der Erlaß; dieser kurze Hinweis möge an dieser Stelle genügen, wir werden unten gerade dieser Frage der Parallelität oder Divergenz der sich in den Erkenntnissen der Schiedsgerichte wiederspiegelnden Rechtsauffassung im Verhältnis zu der Rechtsprechung der ordentlichen Gerichte besonderes Augenmerk zuzuwenden haben.

Gegen den Erlaß des Reichsverkehrsministeriums nahm der Reichsverdingungsausschuß in seiner Sitzung vom 27. bis 28. September 1922 in einer Entschließung Stellung:

„Bei den heutigen Verhältnissen ständiger Veränderung des Geldwertes soll zur Entscheidung von Streitigkeiten aus Bauverträgen, die im Verhandlungs- oder Vergleichsweg sich nicht erledigen lassen, im allgemeinen der Rechtsweg nicht beschritten werden. Eine Beschleunigung des Ausgleichs soll vielmehr durch vertrauenswürdige und sachverständige Vermittler im Sachverständigen- oder Schiedsgerichtsverfahren gesucht werden. Dem Rechtsweg bleiben zweckmäßig vorbehalten Fälle reiner Rechtsfragen, besonders solche grundsätzlicher Art, wie z. B. die Aufrechterhaltung des zu festen Preisen abgeschlossenen Vertrages trotz geänderter wirtschaftlicher Verhältnisse, ebenso Fragen, bei denen es auf die Beurteilung durch Sachverständige nicht ankommt."

Aber trotz dieser Entschließung verblieb der Reichsverkehrsminister bei seinem Standpunkt; weil, wie er am 17. 11. 1922 den Verbänden des Baugewerbes auf ihre Eingabe mitteilte, „sich aus dem Ausschluß des ordentlichen Rechtsweges und der alleinigen Zulassung des Schiedsgerichtes für die Verwaltung schwere Nachteile ergeben haben."

In der Geschichte der Entwicklung der Schiedsgerichtsfrage ist dann schließlich von besonderer Bedeutung der Entwurf des Unterausschusses des Reichsverdingungsausschusses vom Juni 1925 über „Allgemeine Vergebungs- und Vertragsbestimmungen für die Ausführung von Bauleistungen". Dieser Entwurf sieht zunächst als neue Instanz beim Auftreten von Streitigkeiten einen Unparteiischen vor (Schiedsmann): § 19, Ziffer 2.

„Vor Anrufen des Gerichts (Schiedsgericht oder ordentliches Gericht) kann jede Partei die Schlichtung des Streitfalls durch einen Unparteiischen verlangen. — — — — — — Der Unparteiische ist nur dem Gesetz und seinem Gewissen unterworfen. Er hat alsbald nach seiner Ernennung die Feststellung unter Anhörung der Parteien vorzunehmen und spätestens innerhalb 6 Wochen nach seiner Ernennung den Parteien seinen Vergleichsvorschlag — — — zu übersenden. Nach Ablauf der Frist ist die Anrufung des Gerichtes zulässig. — — — Wird der Vergleichsvorschlag abgelehnt, so entscheidet das Gericht auch über die Kosten."

Der Unparteiische macht also einen für beide Parteien unverbindlichen Vorschlag; die Anrufung des Unparteiischen ist jedoch nicht erforderlich, es kann auch sofort das Gericht angerufen werden. Ist der Unparteiische angerufen, so muß seine Entscheidung oder der Ablauf der sechswöchigen Frist abgewartet werden. Über die Frage „Schiedsgericht oder ordentliches Gericht" sagt der Entwurf in Ziffer 4: „Ist der ordentliche Rechtsweg im Vertrag nicht ausdrücklich vorgeschrieben, so werden alle aus dem Vertrage entspringenden Rechtsstreitigkeiten durch ein Schiedsgericht entschieden." Grundsätzlich greift also das schiedsgerichtliche Verfahren Platz; es muß ausgeschlossen werden, wenn es nicht in Betracht kommen soll.

Nach dieser einleitenden Darstellung der Entwicklung der Schiedsgerichtsklausel in den Bedingungen für die Ausführung von öffentlichen Arbeiten soll in einem späteren Artikel das schiedsgerichtliche Verfahren in seinen Vor- und Nachteilen untersucht und Verbesserungsvorschläge gemacht werden. (Fortsetzung folgt.)

Hypothekenbeschaffung durch Lebensversicherung. In Heft 21 des Bauingenieur (S. 676) berichtet Regierungsrat Dr. Spangenberg-Dresden, über Errichtung einer Sächsischen Landespfandbriefanstalt, deren Aufgabe sein soll, zur Förderung des Realkredits von Industrie, Handel und Gewerbe hypothekarische Darlehen zu geben.

In diesem Zusammenhange verdienen auch die Bestrebungen privater und kommunaler Stellen Aufmerksamkeit, die für Siedlungs- und Bauzwecke Kapitalien bilden und dem Baumarkt zuführen wollen. So ist in Berlin von der Alba-Nordstern-Lebensversicherungs- A.-G. die „Reichsheim-A.-G. für Siedlung und Baukredite" gegründet worden, die durch Aufnahme von Lebensversicherungen, verbunden mit einem nach Ablauf einer bestimmten Zeitspanne zugesicherten Hypothekarbaukredit bis zur vollen Höhe der Versicherungssumme zur Schaffung neuer Wohnungen, insbesondere zur Errichtung von Eigenheimen, anregen will. Damit wird der Gedanke der Vorkriegszeit wieder aufgenommen und erweitert, durch Aufnahme von Lebens-

versicherungen eine Entschuldung von Häusern herbeizuführen, indem durch die Prämienzahlung eine regelmäßige Tilgung und schließliche völlige Löschung der von der betreffenden Versicherungsgesellschaft selbst ausgeliehenen Hypotheken eintreten sollte. Der Versicherungsnehmer, der bei der Reichsheim-A.-G. einen Lebensversicherungsvertrag abschließt, soll, spätestens sobald er ⅓ der Versicherungssumme in Form von Prämien eingezahlt hat, einen 5-prozentigen Hypothekarbaukredit in voller Höhe seiner Lebensversicherung erhalten. Sofern die Versicherung auf eine bestimmte Zeit abgeschlossen ist, wird mit Hilfe der Versicherungssumme nach Ablauf dieser Frist, anderenfalls im Todesfalle die Hypothek gelöscht.

Da es immerhin geraume Zeit dauern kann, ehe der Versicherte ⅓ der Versicherungssumme in Form von Prämien eingezahlt hat, wird von den Vertretern der Gesellschaft darauf hingewiesen, daß die Wartezeit mit Zunahme der Versicherungsabschlüsse voraussichtlich eine Verkürzung erfahren werde, derart, daß bei etwa 10 Abschlüssen von annähernd gleicher Höhe einem der Versicherungsnehmer schon im laufenden Jahre der zuständige Kredit zugebilligt werden könne. Es scheint jedoch zweifelhaft, ob diese Zusicherungen erfüllt werden können, denn trotzdem die Versicherungsgesellschaften zu einem der wenigen Geschäftszweige gehören, die im vergangenen Jahre ihren Wiederaufbau verhältnismäßig rasch und mit Erfolg haben durchführen können, sind die Hoffnungen weiter Wirtschaftskreise, aus den Versicherungsgeldern langfristige Hypothekardarlehen zu erhalten, enttäuscht worden. Wie aus dem Geschäftsbericht des Reichsaufsichtsamts für Privatversicherung zu entnehmen ist, haben die Gesellschaften 80 und mehr Prozent der Prämieneinnahmen des ersten Jahres für Werbe- und Verwaltungskosten aufwenden müssen, so daß am Ende des Versicherungsjahres kaum nennenswerte Beträge zur Verfügung standen. Um die im Jahre 1925 verfügbaren Versicherungsgelder ist dann unter den geldbedürftigen Kreisen der Wirtschaft ein harter Kampf entbrannt, in dem bislang die kreditbedürftige Landwirtschaft obsiegte. Nach einer Rundfrage des Reichsaufsichtsamtes für Privatversicherungen wird die für Anlagezwecke verfügbare Summe bei allen Versicherungsgesellschaften zusammen im laufenden Jahre keinesfall den Betrag von 135 Millionen Reichsmark übersteigen. Da weiter ein verhältnismäßig hoher Prozentsatz der Versicherungen in Goldmark auf Dollarbasis abgeschlossen ist, die natürlich eine kongruente Deckung erfordern, werden voraussichtlich für die Anlage in Reichsmarkhypotheken im Jahre 1925 nur höchstens 38 Millionen M. zur Verfügung stehen. Ob die Reichsheim A.-G. dem Baumarkt dennoch erhebliche Mittel wird zuführen können, muß abgewartet werden. Immerhin sind ihre Bestrebungen von den am Baumarkt interessierten Kreisen zu begrüßen, da sie darauf hinzielen, den Hypothekarkredit wieder zu beleben und da sie zu einer Neubautätigkeit anregen.

Ähnliche Ziele wie die Reichsheim-A.-G. verfolgt eine Heimstättensparkasse, deren Gründung kürzlich der Stadtrat von Augsburg beschlossen hat. Nach der Satzung dieser Sparkasse hat sich jeder Heimstättensparer zu verpflichten, $^{3}/_{10}$ der Bausumme seiner Heimstätte einzusparen, wenn er seitens der Stadt eine Goldhypothek in Höhe von $^{7}/_{10}$ der Baukosten zu einem Zinssatz von 1% und einem Tilgungssatz von 2% erhalten will.

Es ist sehr wünschenswert, daß die Versicherungsgesellschaften, Sparkassen usw., die ihr Vermögen in letzter Zeit vorzugsweise kurzfristig unter Ausnutzung der hohen Zinssätze am Geldmarkt anlegten, ganz allgemein zu den bewährten Vorkriegsgrundsätzen zurückkehren und wieder vornehmlich Hypothekardarlehen geben. Die heutige Wirtschaftslage namentlich des Baugewerbes verlangt jedenfalls eine ernste Prüfung aller Pläne, die auf eine Verbesserung der Kreditbeschaffung der Wirtschaft hinzielen.

Berechnung des Miet- oder Pachtwertes von gemieteten oder gepachteten Grundstücken, Gebäuden, Räumlichkeiten und Betriebsmitteln bei der preußischen Gewerbekapitalsteuer 1923. Runderlaß der beteiligten Ministerien vom 8. Juni 1925 (Finanz-Min.Bl. S. 96). Der Miet- oder Pachtzins dieser Gebäude, Grundstücke und Gegenstände gehört, wenn sie dem Gewerbebetrieb dienen, zum steuerpflichtigen Gewerbekapital, wie er auch vom steuerpflichtigen Gewerbeertrag nicht abgezogen werden kann. Die Bewertung für die Gewerbekapitalsteuer 1923 regelt sich nach den Durchführungsbestimmungen vom 8. III. 24 zur Reichsvermögenssteuer 1924.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbauarbeitgeberverband für Deutschland E. V., Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. Berlin W 30. Nollendorfplatz 3).

Am 26. August nachmittags fand im „Rheingold" in Berlin eine außerordentliche Hauptversammlung des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes statt. Die Versammlung, der am Morgen eine Präsidial- und Vorstandssitzung voranging, war sehr gut besucht. Außer Beschlußfassung über Satzungsänderungen war es Aufgabe der Versammlung, über die Frage der Generalaussperrung zu beschließen. Es wurde ein einstimmiger Beschluß gefaßt, der sich grundsätzlich für die Generalaussperrung erklärt. Die Festsetzung des Zeitpunktes für den Beginn und die Ausdehnung der Aussperrung war dem Präsidium überlassen worden. Letzteres konnte indessen von weiteren Maßnahmen absehen, da in den Verhandlungen, die auf Einladung des Reichsarbeitsministeriums am 27. und 28. August d. J. stattfanden, eine Einigung zwischen den Parteien erzielt wurde, welche die Arbeitskämpfe in sämtlich betroffenen Bezirken beendete.

Vereinigung der Technischen Oberbeamten Deutscher Städte.

Die Vereinigung der Technischen Oberbeamten Deutscher Städte hält ihre Hauptversammlung in der Zeit vom 13. — 15. September 1925 in Freiburg im Breisgau ab.

Am Sonntag, den 13. September 1925, findet ein Begrüßungsabend in den Räumen des Gasthauses „Zum Kopf", Engelstraße 5, statt. Hier wird ein kurzer Vortrag über Freiburg und seine Bauten gehalten werden.

Am Montag, den 14. September 1925, beginnt die Hauptversammlung vormittags 9 Uhr im Kaufhaussaale, Münsterplatz 24. Als Hauptpunkt der Tagesordnung wird behandelt:

Wirtschaft und Städtebau.

(Allgemeiner Zusammenhang zwischen Wirtschaft und Städtebau, Planung, Gesetz, Verwaltung, Organisation, Bauausführung und Betrieb.)

Am Nachmittag finden Besichtigungen, am Abend ein Essen in der „Kyburg" statt. Die Hauptversammlung wird fortgesetzt am Dienstag, den 15. September 1925, und zwar zunächst als geschlossene Versammlung für die technischen Oberbeamten Deutscher Städte, in der vor allen Dingen Geschäftliches behandelt werden soll. Es schließt sich um 10½ Uhr eine öffentliche Versammlung an, in der ein Vortrag gehalten wird über den Entwurf des preußischen Städtebaugesetzes nebst Aussprache.

Am Nachmittag ist eine Fahrt nach Breisach mit Besichtigung der Stadt und des Münsters geplant. Weiter wird hier ein Vortrag über Rheinregulierung und Hafen gehalten werden. Es schließen sich eine Rundfahrt über die Waldfahrtstraßen und abends geselliges Zusammensein bzw. eine Vorstellung im Stadttheater an.

Auskunft über die Hauptversammlung wird durch den derzeitigen Vorstand der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte, Stadtbaurat Dr.-Ing. Wagner-Speyer, Nürnberg, erteilt.

Die wirtschaftliche Bedeutung des neuen Reichsbahngesetzes.

Von Regierungsrat Dr. Spangenberg (Dresden).

Neuerdings ist durch verschiedene Umstände, die die wirtschaftlichen Schwierigkeiten der deutschen Reichsbahn erkennen ließen, erneut die öffentliche Aufmerksamkeit auf die schwere Belastung gelenkt worden, die die Reichsbahn durch den Dawesplan erfahren hat. Bekanntlich hatte das Gutachten des Dawesausschusses die Reichseisenbahnen als eine der drei Quellen (neben Reichshaushalt und Industrie) ausersehen, aus denen in Zukunft die deutschen Reparationen aufgebracht werden sollten. Dieser Vorschlag ist von Deutschland durch Unterzeichnung des Londoner Abkommens und durch Erlaß des Reichsbahngesetzes vom 30. August 1924 angenommen worden. Für die Beurteilung der jetzigen und künftigen Lage der Reichsbahn ist es von Wichtigkeit zu wissen, wie dabei die Reparationspflichten der Reichsbahn geregelt worden und welche Maßregeln vorgesehen sind, um ihre Erfüllung zu gewährleisten.

Die Ausnutzung der Reichsbahn für Reparationszwecke soll in erster Linie dadurch erfolgen, daß die neugegründete Reichsbahn-Gesellschaft Reparationsschuldverschreibungen im Nennwert von 11 Milliarden Goldmark ausgibt, die — von einer ermäßigten Zahlungspflicht in den ersten drei Jahren abgesehen — mit 5 vH zu verzinsen und mit 1 vH zuzüglich der ersparten Zinsen zu tilgen sind, demnach jährliche Zahlungen von 660 Millionen Mark erfordern. Diese Obligationen, die durch eine erststellige Hypothek gesichert sind, werden einem Treuhänder zur Verwertung durch die Reparationskommission ausgehändigt. Daneben hat die Reichsbahn von der von ihr nach wie vor erhobenen Beförderungssteuer jährlich 290 Millionen Goldmark (in den ersten Jahren gleichfalls ermäßigt) an den Agenten für Reparationszahlungen abzuführen. Ein etwaiger Überschuß dieser Steuer fließt dagegen nach wie vor dem Reiche zu, wobei zu bemerken ist, daß die Steuer im Jahre 1924 rd. 314 Millionen Mark erbracht hat.

Schließlich werden die Vorzugsaktien teilweise für Reparationszwecke herangezogen. Das Kapital der Gesellschaft besteht nämlich aus 2 Milliarden Vorzugsaktien und 13 Milliarden Stammaktien. Von dem Erlös der Vorzugsaktien fließt ein Viertel dem Reiche zu, und dieses ist verpflichtet, von diesem Erlös 250 Millionen im Jahre 1925/26 zu Reparationen zu verwenden, es sei denn, daß es diesen Betrag auf andere Weise aufbringen kann.

Das Dawesgutachten und das neue Reichsbahngesetz sind nun bestrebt gewesen, den Eisenbahnbetrieb in Zukunft so zu gestalten, daß er diese außerordentlich hohe Belastung auch wirklich tragen kann. Die Maßnahmen, die dazu dienen sollen, sind nicht nur für den wirtschaftlichen Charakter der Reichsbahn selbst, sondern in ihren Auswirkungen auch für die gesamte deutsche Wirtschaft von größter Bedeutung. Der Bericht der alliierten Eisenbahnsachverständigen hat dem deutschen Eisenbahnbetrieb der letzten Jahre bekanntlich Unwirtschaftlichkeit und zu große Rücksichtnahme auf die allgemeinen volkswirtschaftlichen Interessen vorgeworfen, ohne dabei den

Schwierigkeiten dieser Krisenjahre genügend Rechnung zu tragen. Deshalb wird nunmehr das Streben nach Gewinnerzielung nachdrücklich in den Vordergrund gerückt.

Zu diesem Zwecke hat zunächst die Reichsbahn in eine Aktiengesellschaft, nämlich in die „Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft" mit einem Kapital von 2 Milliarden Vorzugs- und 13 Milliarden dem Reiche zufallende Stammaktien umgewandelt werden müssen, die ihren Betrieb nach kaufmännischen Grundsätzen führen soll. Das ist an sich nur die Fortsetzung der Politik, nach der durch die Verordnung vom 12. Februar 1924 das selbständige Unternehmen „Deutsche Reichsbahn" mit eigner Rechtspersönlichkeit und eigner Finanzwirtschaft gebildet worden war, nur daß damals noch das alleinige Eigentum und die alleinige Verwaltung des Reichs gewahrt waren, und daß vor allem Aufsicht und Leitung des Unternehmens sich noch in einer Hand befanden, während jetzt dem Reich nur noch die erstere zusteht. Die neue Gesellschaft unterliegt wichtigen Bestimmungen über die Handelsgesellschaften, und hat ähnliche Organe, nämlich einen Vorstand und einen Verwaltungsrat, dagegen keine Generalversammlung. Der Verwaltungsrat entspricht etwa dem Aufsichtsrat, hat aber noch wesentlich größeren Einfluß. Nach wie vor aber haben die Stellen der Gesellschaft öffentlich-rechtliche Befugnisse und ihre Bediensteten den Charakter von Beamten, soweit sie bisher solche waren; nur sind sie natürlich keine Reichsbeamten mehr. Die Rechnungsführung und Bilanzierung der Gesellschaft erfolgt nach rein kaufmännischen Grundsätzen. Das Hauptziel ihrer Finanzgebarung soll in Zukunft sein, die erforderlichen Reparationszahlungen herauszuwirtschaften. Deshalb ist der Betriebsüberschuß zunächst für den Zinsen- und Tilgungsdienst der Obligationen, dann zur Schaffung einer Rücklage und Ausschüttung einer Vorzugsdividende für die Vorzugsaktien, und erst dann, abgesehen von Zuweisungen an Sonderrücklagen, für eine weitere Dividende zu verwenden, die auch nur zu $^2/_3$ den Stammaktien, also dem Reich und den Ländern, zu $^1/_3$ aber wieder den Vorzugsaktien zufließen soll.

Dieser Gesellschaft wird nun das Recht zum Betriebe der Reichseisenbahnen bis zum Jahre 1964, spätestens aber bis zur Tilgung aller Reparationsschuldverschreibungen übertragen. Damit gehen zugleich die Betriebsvorräte, Kassenbestände und Bankguthaben der Reichsbahn auf sie über, nicht aber auch das Eigentum am Reichseisenbahnvermögen selbst, das dem Reich erhalten bleibt. Doch auch darüber kann die Gesellschaft in den Grenzen einer ordnungsmäßigen Betriebsführung verfügen. Die einzelnen Bestimmungen des Gesetzes zeigen deutlich das Bestreben, die wirtschaftliche Leistungsfähigkeit der Gesellschaft möglichst zu stärken. So haftet das Reichseisenbahnvermögen für Reichsschulden nur, soweit sie aus der bisherigen Verwaltung der Reichsbahnen herrühren, während es andererseits von der Gesellschaft für Kredite, die sie aufgenommen hat, hypothekarisch belastet werden darf. So wird dieser das Eisenbahnmonopol und das Enteignungsrecht übertragen. Ferner kann sie bei Leistungen für die Reichspost- und Telegraphenverwaltung und für andere Verwaltungen des Reichs, der Länder und der Gemeinden eine angemessene Vergütung verlangen und ist von jeder neuen direkten Steuer befreit. Schließlich kann sie ihre Beamten, obwohl diesen an sich der Beamtencharakter erhalten bleibt, aus dienstlichen Gründen auf geringere Posten und sogar auch über die Vorschriften des Personalabbaus hinaus in Wartegeld versetzen.

Vom wirtschaftlichen Standpunkte dürfte an sich diese Umstellung auf rein kaufmännische Basis nur zu begrüßen sein. Freilich werden nunmehr die Interessen des Reichs und der Volkswirtschaft in gewissem Umfange hinter dem Bestreben auf Gewinnerzielung zum Zwecke der Reparationszahlungen zurücktreten müssen. Die bisherige kurze Entwicklung läßt bereits ahnen, welche Konflikte daraus erwachsen können, wenn auch das Gesetz beide Tendenzen zu vereinigen versucht. So sagt gleich der § 2: Die Gesellschaft hat ihren Betrieb unter Wahrung der Interessen der deutschen Volkswirtschaft nach kaufmännischen Grundsätzen zu führen. Ferner wird der Gesellschaft bei der Betriebsführung Rücksicht auf die Betriebssicherheit, die Bedürfnisse des Verkehrs und den Stand der Technik vorgeschrieben. Andererseits wird das Aufsichtsrecht der Reichsregierung, von dem gleich noch zu reden sein wird, dahin eingeschränkt, daß die Gesellschaft dadurch nicht gehindert werden darf, die zur Erfüllung ihrer Verpflichtungen gegenüber den Inhabern der Obligationen und Vorzugsaktien erforderlichen Gewinne zu erzielen. Praktisch sucht das Gesetz den widerstreitenden Interessen dadurch Rechnung zu tragen, daß es sowohl dem Reiche als den Vertretern des Auslandes weitgehende Aufsichtsbefugnisse über die Gesellschaft einräumt. Während aber nach dem Sachverständigengutachten ein überwiegender Einfluß des Auslandes auf unsere Eisenbahnen mit allen seinen Gefahren für unsere Wirtschaft zu befürchten war, ist es in den späteren Verhandlungen gelungen, diese Kontrolle auf ein erträgliches Maß zurückzuschrauben.

Die eigene Finanzwirtschaft des Reichs wird durch das Gesetz mannigfach berührt. Zwar bleibt ihm sein Eisenbahnvermögen erhalten; es bildet aber in Zukunft keine Unterlage mehr für Anleihen und Kredite des Reichs, sondern vielmehr für neue Kredite der Reichsbahn-Gesellschaft. Ferner kann das Reich mit einem nennenswerten Gewinn aus den Bahnen nach den schon erwähnten Bestimmungen über die Verwendung des Betriebsüberschusses kaum rechnen, während andererseits sich der Treuhänder für die Eisenbahn-Obligationen bei Stockungen im Zinsendienst sowohl an den Kommissar für die verpfändeten Reichseinnahmen als an das Reich direkt halten kann, sodaß das Reich insoweit für die Gesellschaft haftet. Schließlich geht dem Reich der Ertrag der Beförderungssteuer größtenteils verloren. Nicht weniger berührt aber das Gesetz auch die Interessen der gesamten Volkswirtschaft, weshalb dem Reiche zu deren Schutz weitgehende Befugnisse eingeräumt sind. So muß die Gesellschaft als Kehrseite ihres Monopols auf Verlangen des Reichs auch Strecken bauen und betreiben, die sie nicht für ertragreich hält, nur daß dies dann zu Lasten des Reichs geschieht. Ferner muß sie bei der Bemessung der Dienstbezüge ihrer Beamten gewisse Rücksichten auf die Besoldungspolitik des Reichs nehmen, was umgekehrt natürlich auch für das Reich gilt. Weiter hat das Reich nicht nur ein Auskunfts- und Prüfungs-, sondern auch ein weitgehendes Aufsichtsrecht, vor allem in betriebstechnischer Hinsicht. Von wirtschaftlicher Bedeutung ist namentlich, daß es zur Stillegung von Strecken oder wichtigen Bahnhöfen und zur Abschaffung einer Personenwagenklasse der Genehmigung des Reichs bedarf und daß dieses auch bei Aufstellung der Fahrpläne mitzuwirken hat. Am wichtigsten aber ist, daß die Tarifhoheit des Reichs gewahrt worden ist, da gerade hierin die Ausführungen der Sachverständigen, die die deutschen Tarife für zu niedrig und zu sehr auf die Förderung der deutschen Ausfuhr zugeschnitten ansehen, Grund zu ernsten Besorgnissen gaben. Nunmehr bedürfen Änderungen der bestehenden Tarife der Genehmigung des Reichs, das auch Tarifermäßigungen verlangen kann, wenn es sie im Interesse der deutschen Volkswirtschaft für nötig hält. Jedoch ist die Tarifhoheit auch jetzt noch dadurch beschränkt, daß bei Streitigkeiten über Tariffragen ein Schiedsgericht (mit deutscher Mehrheit) entscheidet, gegen das noch eine Berufung an einen neutralen Schiedsrichter möglich ist, der vom Präsidenten des Internationalen Gerichtshofes im Haag ernannt wird. Auch in der Leitung der Gesellschaft ist der maßgebende Einfluß des Reichs entgegen den Vorschlägen der Sachverständigen gewahrt worden. Im Verwaltungsrat haben die deutschen Vertreter die Mehrheit, und auch die Mitglieder des Vorstandes müssen stets Deutsche sein.

Zur Wahrung der Interessen der Reparationsgläubiger sind dagegen ein Treuhänder und ein Eisenbahnkommissar vorgesehen. Dem Treuhänder liegt außer der Verwertung der Obligationen und dem Zinsen- und Tilgungsdienst für diese auch die Ernennung der Hälfte der Mitglieder des Verwaltungsrats ob. Der Eisenbahnkommissar, das Mitglied der Eisenbahnkommission der Sachverständigen Leverve, hat zunächst ein fast unbeschränktes Auskunfts- und Aufsichtsrecht. Glaubt er die Interessen der Reparationsgläubiger bedroht, so setzt er sich mit dem Generaldirektor in Verbindung und kann, wenn es nicht zu einer Einigung kommt, sogar dessen Entlassung verlangen. Sollte die Gesellschaft aber tatsächlich einmal mit einer der halbjährlichen Zins- und Tilgungsraten in Verzug geraten — was nur möglich wäre, wenn auch das Reich nicht helfend eingreifen könnte —, so kann der Kommissar die Einstellung der Ausgaben oder die Erhöhung der Tarife anordnen oder die Entlassung des Generaldirektors fordern. Diese Befugnisse enden, sowie der fehlende Betrag gedeckt und die nächste Zahlung sichergestellt ist. Wenn aber die Beschaffung des Fehlbetrags sich innerhalb einer Frist von 6 Monaten nicht ermöglichen läßt, kann der Kommissar im Einvernehmen mit dem Treuhänder die Bahnen selbst in Betrieb nehmen und entbehrliche Fahrzeuge und andere Sachen verkaufen. Letzten Endes darf er sogar das Betriebsrecht verpachten, dies aber nur, nachdem der neutrale Schiedsrichter festgestellt hat, daß das zur Sicherung des Schuldendienstes nötig und geeignet ist. Auch diese Ausnahmebefugnisse sind gegenüber dem Sachverständigengutachten selbst erheblich beschränkt, aber immer noch sehr schwerwiegend.

Überhaupt dürfte dieser kurze Überblick schon gezeigt haben, welche Gefahrenquellen das neue Reichsbahngesetz sowohl für die Reichsfinanzen als auch unmittelbar für die gesamte deutsche Volkswirtschaft in sich birgt. Es muß deshalb alles versucht werden, daß die Reichsbahn die ihr auferlegten Reparationssummen auch aufbringen kann, solange sich unsere Gegner nicht durch praktische Erfahrungen überzeugt haben, daß der Dawesplan in seiner jetzigen Form auf die Dauer ohne neue schwere Erschütterungen der Weltwirtschaft nicht durchgeführt werden kann.

Diebstahl aus offenen Güterwagen.

Von Syndikus Dr. Kurz, Stuttgart, Spezialjuristischer Berater für Eisenbahn-, Post-, Zoll-, Steuer- und Handelsrecht.

Nach § 459 des Handelsgesetzbuches und § 86 Abs. I Z. 1 der Eisenbahnverkehrsordnung haftet die Eisenbahn nicht bei den Gütern, die nach den Vorschriften dieser Ordnung oder des Tarifs oder nach einer in den Frachtbrief aufgenommenen Vereinbarung mit dem Absender in offenen Wagen befördert werden, für den Schaden, der aus der mit dieser Beförderung verbundenen Gefahr entsteht; hierunter ist auffallender Gewichtsabgang oder der Verlust ganzer Stücke nicht zu verstehen. Zu den offenen Wagen gehören jedoch nicht Kesselwagen. Urteil des Landgerichts Lübeck vom 26. Januar 1921, Aktenzeichen L-I H 261/2016. Dieses Urteil wurde vom Oberlandesgericht Hamburg in der Berufungsinstanz bestätigt.

Die Frage, ob Diebstahl durch dritte Personen zu den hier angeführten besonderen Gefahren gehört, wird in Literatur und Recht-

sprechung nicht gleichmäßig beantwortet. Die neuste Rechtsprechung steht jedoch überwiegend auf dem Standpunkt, daß der Diebstahl aus offenen Wagen keine mit dieser Verladungsart verbundene Gefahr bedeutet; so insbesondere das Oberlandesgericht Hamburg in seinem Urteil vom 25. Januar 1921. Das Reichsgericht stellt auf die Umstände des einzelnen Falles ab. Die bisherigen Ausführungen betreffen die Fälle, in denen der Diebstahl durch bahnfremde Personen erfolgte. Bei Diebstahl durch Bahnangestellte sowie bei ungenügender Bewachung hat die Bahn für den Schaden einzustehen (§ 86 Abs. III der Eisenbahnverkehrsordnung). Das Reichsgericht steht nun auf dem Standpunkt, daß aus den Umständen des einzelnen Falles auf die Täterschaft von Eisenbahnangestellten geschlossen werden könne und daß der Wahrscheinlichkeitsbeweis nach dieser Richtung hin genüge. Urteil vom 12. Mai 1920 Aktenzeichen I 16/20. Als solche Umstände, die einen Schluß auf die Täterschaft bzw. Mittäterschaft der Eisenbahnangestellten rechtfertigen, wurde von der Rechtsprechung anerkannt, das Fehlen des Frachtbriefes und das Abhandenkommen besonders schwerer Güter. Bei Verlust von Gütern aus geschlossenen Wagen und bei Stückgütern hat die Eisenbahn nach § 84 der Eisenbahnverkehrsordnung stets zu haften.

Zahlung bei Erhalt der Fakturen.

(Reichsger. VI. 216/22.)

(Nachdr. verb.) Kläger und Beklagter hatten einen Kaufabschluß getätigt, und es war ,,Zahlung bei Erhalt der Faktura" zwischen den Parteien vereinbart worden. Da der Verkäufer nicht lieferte, so setzte ihm der Käufer eine Nachfrist, und innerhalb dieser sandte der Verkäufer auch die Faktura, aber nicht die Ware. Da der Käufer nicht bezahlte, weil er der Meinung war, er habe erst nach Empfang der Ware zu zahlen, so klagte der Verkäufer auf Zahlung und erhielt in erster Instanz auch recht. — Demgegenüber war das Oberlandesgericht der Ansicht, die Meinungen der beteiligten Kreise über die Bedeutung der Klausel, ob die Ware mit der Rechnung oder erst nach Eingang des Rechnungsbetrages abzusenden sei, gingen auseinander. Der klagende Verkäufer hätte, wenn er Vorausleistung des Beklagten habe ausbedingen wollen, sich deutlicher erklären müssen. Der Beklagte habe ohne Fahrlässigkeit die Klausel in seinem Sinne verstanden. Die Parteien seien sonach äußerlich einig, in einem wichtigen Punkte jedoch verschiedener Meinung. Sonach sei ein Vertrag im Sinne des Klägers überhaupt nicht zustandegekommen.

Das Reichsgericht hat die Anschauungen der Vorinstanzen nicht gutgeheißen. Es handelt sich hier, so entschied der höchste Gerichtshof, um eine im Handelsverkehr allgemein übliche Vertragsbestimmung. Ihre Bedeutung hat das Reichsgericht in einem früheren Falle im Sinne einer Vorleistungspflicht des Käufers beurteilt. Diese Entscheidung für den vorliegenden Fall zur Anwendung zu bringen, trägt jedoch das Reichsgericht bei den von dem Vorderrichter festgestellten verschiedenen Auffassungen der beteiligten Kreise Bedenken — umsomehr, als bei den in den letzten Jahren im Handelsverkehr stattgefundenen tiefgehenden Veränderungen auch diese Klausel eine andere Bedeutung erhalten haben könnte. Was darunter zu verstehen ist, ist nach der Verkehrssitte zu entscheiden. Von einem Nichtzustandekommen eines Vertrages infolge Meinungsverschiedenheit der Parteien kann also keine Rede sein. Es ist vielmehr ein gültiger Vertrag abgeschlossen, und wenn sich die Parteien über die Bedeutung der Klausel nicht einig gewesen sein sollten, so ist deren Inhalt so zur Anwendung zu bringen, wie ihn die Verkehrssitte ergibt.

Sonach war das Urteil aufzuheben und die Sache in die Vorinstanz zurückzuverweisen. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A) Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 29 vom 23. Juli 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. H 93 386. Fa. E. Hinselmann, H. Schäfer & Co., Baugesellschaft m. b. H., Essen, Ruhr. Nachgiebiger Streckenausbau. 7. IV. 23.

Kl. 19 a, Gr. 28. F 55 380. Karl Fiedler, Chemnitz, Wilhelmplatz 1. Schienennagelzange. I. II. 24.

Kl. 19 c, Gr. 10. K 85 005. Fa. J. Kemna, Breslau. Straßenaufreißer. 20. II. 23.

Kl. 19 f, Gr. 2. Sch 68 311. Walter Schurter, Bern; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Auskleidung von unter innerem Flüssigkeitsdruck stehenden Gerinnen. 10. VII. 22.

Kl. 37 a, Gr. 4. F 52 710. Alfred Frank, Stuttgart, Urachstr. 23. Verfahren zur Herstellung ein- oder mehrgeschossiger ausbetonierter Fachwerkwände. 17. X. 22.

Kl. 37 b, Gr. 3. B 114 840. Fa. Breest & Co., Berlin. Anschluß von Trägern an Unterzüge oder Stützen. 11. VII. 24.

Kl. 37 f, Gr. 7. F 55 384. Fa. Gebr. Friesecke, Berlin. Treppenhaus in aufgelöster Bauweise. 1. II. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. A 40 827. U. Ammann A.-G., Langenthal, Schweiz; Vertr.: Joh. Karl Fischer, Freiburg i. Sachsen, Pfarrgasse 42. Trockentrommel für Maschinen zur Aufbereitung von Straßenbaumaterial. 26. X. 23.

Kl. 80 a, Gr. 53. I 23 543. Internationale Siegwartbalken-Gesellschaft, Luzern, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler u. E. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von hohlen Langkörpern, Röhren, Masten u. dgl. aus bewehrtem Beton. 16. III. 23. Schweiz 21. II. 23.

Kl. 80 b, Gr. 3. K 89 045. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 4a. Verfahren zur Herstellung von Spezialzement mit hoher Anfangsfestigkeit. 31. III. 24.

Kl. 81 e, Gr. 31. A 44 703. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Vorrichtung zum Abwerfen von Abraummassen bei Abraumförderbrücken. 8. IV. 25.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 90 159. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Löffelbagger. 5. VII. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 90 400. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Baggerlöffel. 26. VII. 24.

Kl. 85 c, Gr. 3. D 40 168. Hans Dorfmüller, München, Grimmstr. 4. Verfahren und Vorrichtung zur Frischwasserklärung von Hausabwässern. 8. VIII. 21.

B) Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 2. Juli 1925.

Kl. 19 a, Gr. 8. 416 774. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Schienenbefestigung auf Holzschwellen. 23. II. 23. T 27 427.

Kl. 37 a, Gr. 4. 416 916. Arno Keller, Leipzig-Möckern, Sohrstr. 5. Hohlmauer aus winkelförmigen Steinen. 22. I. 24. K 88 177.

Kl. 80 a, Gr. 33. 416 812. ,,Eternit" Pietra Artificiale, Societa Anonime, Genua; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn u. Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Maschine zur Herstellung von Rohren aus Zementasbest (Eternit) oder aus ähnlichen Stoffen. 1. II. 21. M. 72 353. Italien 2. III 20.

Kl. 80 b, Gr. 3. 416 765. Ernest Martin, Aix, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zur Herstellung eines Eisenzements. 5. VI. 24. M 85 221. Frankreich 17. IX. 23 u. 4. II. 24.

Kl. 80 b, Gr. 22. 416 767. Wilhelm Knaup, Kaiserstr. 96 u. Franz Becker, Gerberstr. 12, Mühlheim-Ruhr. Verfahren zur Herstellung von Mauersteinen aus schmelzflüssiger Schlacke. 1. V. 23. K 85 781.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 27 vom 9. Juli 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. 417 265. F. W. Moll Söhne, Witten, Ruhr. Stollenausbau; Zus. z. Pat. 368 016. 28. IV. 22. M 77 586.

Kl. 5 d, Gr. 8. 417 266. Dr. Thomas Reinhold, Haarlem, Holland; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Vorrichtung zur Ermittlung des Streichens und Fallens der Gebirgsschichten in Bohrlöchern. 27. III. 24. R 60 727. Holland 29. III. u. 23. VII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 3. 417 133. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignalanlage mit Blinklicht; Zus. z. Pat. 410 783. 18. VII. 24. S 66 574.

Kl. 20 i, Gr. 5. 417 216. Fa. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel u. Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Zungenschlußüberwachung für Weichenantriebe. 24. I. 25. D 47082.

Kl. 20 i, Gr. 13. 417 217. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahn-Signalapparat. 24. I. 25. W 68 246. Großbritannien 29. II. 24.

Kl. 20 i, Gr. 38. 417 218. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Signalsystem für Eisenbahnen u. dergl. 18. II. 23. W 64 952. Großbritannien 29. II. 24.

Kl. 80 b, Gr. 25. 417 253. Georg Philipp Hilsheimer, Dossenheim bei Heidelberg. Verfahren und Vorrichtung zur Schotterteerung. 24. XII. 24. H 99 834.

Kl. 81 e, Gr. 18. 417 157. Theodor Steen, Charlottenburg, Knesebeckstraße 77. Fußstück für Mammutpumpen zum Auskehren von Schlamm. 22. VII. 23. St 37 069.

Kl. 84 a, Gr. 3. 417 160. Dr.-Ing. Hans Thoma, München, Lachner Straße 23. Sicherheitsschutz für Wasserkraftanlagen. 30. I. 23. T 27 363.

Kl. 84 a, Gr. 6. 417 161. Dr.-Ing. Karl Thürnau, Darmstadt, Niebergallweg 22. Geschiebefang für Werkkanäle. 7. VIII. 24. T 29 172.

Kl. 84 c, Gr. 2. 417 162. Wilhelm Köchlin, München-Gladbach. Verfahren zum Erleichtern des Rammens von Spundbohlen. 26. I. 23. K 84 660.

Kl. 85 a, Gr. 7. 417 254. Gesellschaft für chemische Produktion m. b. H. u. Berthold Deutsch, Mannheim-Waldhof. Verfahren zur Enteisenung eisenhaltiger Wässer. 15. V. 23. G 95 059.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 28 vom 16. Juli 1925.

Kl. 19 a, Gr. 27. 417 412. Otto Neddermeyer, Halle a. d. Saale, Kaiserstr. 11. Verfahren zum Auswechseln fertiger, auf Arbeitszügen vorgebrachter Gleisrahmen mittels Hebekräne. 6. VIII. 24. N 23 451.

Kl. 20 i, Gr. 3. 417 345. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignaleinrichtung. 28. VIII. 24. S 66 930.

Kl. 20 i, Gr. 27. 417 579. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Signalapparat zur Übermittlung mehrerer von einander unabhängiger Signale; Zus. z. Pat. 290 263. 20. VIII. 24. S 66 845.

Kl. 20 i, Gr. 37. 417 381. Carl Rüscher u. Joseph Rüscher, Erkrath b. Düsseldorf u. C. Gustav Messerschmidt, Düsseldorf-Gerresheim, Truchseßstr. 25. Zugsicherung gegen Folge- und Gegenzüge. 13. V. 24. R 61 123.

Kl. 20 i, Gr. 38. 417 413. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verkehrsüberwachungsapparat für Eisenbahnen u. dergl. 24. VII. 24. W 66 688. V. St. Amerika 31. VIII. 23.

Kl. 37 a, Gr. 3 417 455. Carl Wolter, Berlin-Schöneberg, Wartburgstraße 49. Putzträger aus genuteten Holzlatten. 6. VII. 22. W 61 623.

Kl. 80 b, Gr. 8. 417 360. Dr. Johann Jakob, Seebach-Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinen. 23. XII. 24. J 25 540.

Kl. 81 e, Gr. 36. 417 363. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Bunkeranlage. 27. VII. 24. M 85 804.

Kl. 81 e, Gr. 36. 417 364. Max Schnyder, Burgdorf, Schweiz; Vertr.: Paul Müller, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Siloverschluß mit doppeltem Meßgefäß. 4. V. 24. Sch 70 410. Schweiz 18. III. 24.

Kl. 84 b, Gr. 1. 417 405. Fried. Krupp Grusonwerk, Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Fangvorrichtung für Schiffshebewerke. 31. V. 23. K 86 074.

Kl. 84 c, Gr. 2. 417 326. Henry Percy Lancaster, London; Vertr.: Paul Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton in einem Vortreibrohr. 11. IV. 23. L 57 727.

Kl. 84 c, Gr. 2. 417 327. August Wolfsholz, Berlin-Schöneberg, Freiherr-von-Stein-Str. 9. Verfahren zum Herstellen von Preßbetonkörpern. 26. I. 23. W 62 983.

Kl. 84 c, Gr. 2. 417 328. August Wolfsholz, Preßzementbau Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen. 26. IV. 22. W 63 383.

Kl. 84 c, Gr. 3. 417 329. Joseph Müller, Pera Constantinopel; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zum Versenken von Betonblöcken unter Wasser mittels Schwimmdocks. 8. V. 18. M 63 155.

Kl. 84 d, Gr. 1. 417 485. Franz Rudert, Halle a. d. S., Bertram-Straße 3. Fahrbare Vorrichtung zum Abheben von Bodenschichten. 11. II. 23. R 57 813.

Kl. 84 d, Gr. 3. 417 486. Joseph Corneloup, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Tenenbaum u. Dr. H. Heimann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Drehschaufelbagger mit schwingenden Greiferschalen und einem zweiteiligen Aufhängerahmen. 26. VII. 21. C 30 932.

Kl. 84 d, Gr. 5. 417 487. Johann Tepperis, Rendsburg, Husumer Straße 2 a. Füllspülrohrleitung für Saugebagger und Baggerprähme. 7. VI. 24. T 28 943.

Kl. 85 c, Gr. 6. 417 330. David Grove A. G., Berlin. Kläranlage mit Faulraum. 11. I. 24. R 60 060.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 29 vom 23. Juli 1925.

Kl. 37 b, Gr. 3. 416 624. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Hochspannungsmast. 8. 5. 24. A 42 192.

Kl. 37 b, Gr. 5. 417 625. Fa. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin-Wilmersdorf. Lösbare Verbindung für Bauteile. 28. XI. 24. D 46 666.

Kl. 42 c, Gr. 6. 417 788. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Gerät zum Messen der Lage von hochliegenden Gegenständen, insbesondere von Leitungsdrähten elektrischer Bahnen; Zus. z. Pat. 415 723. 24. VIII. 24. A 42 889.

Kl. 65 b, Gr. 3. 417 599. Dr.-Ing. W. Koeniger, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 44 u. Dipl.-Ing. W. Kiwull, Berlin-Halensee, Kurfürstendamm 117. Vorrichtung zur Bildung gleichmäßiger Eisschichten in offnem Wasser, insbesondere beim Bergen von Schiffen. 28. V. 24. K 89 712.

Kl. 84 a, Gr. 4. 417 601. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Einrichtung zur Förderung von Gußbeton zu den Verbrauchsorten auf einer Baustelle. 5. IV. 22. S 59 376.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Träger-Handbuch der Ilseder Hütte. Abt. Walzwerk Peine.

Die oben genannte Hütte gibt ein allen Eisenkonstrukteuren sicherlich sehr willkommenes Handbuch über ihre P-Träger heraus. Die Tatsache, daß nur noch in Peine Breitflanschträger gewalzt und Grey-Träger überhaupt nicht mehr hergestellt werden, ist die äußere Veranlassung für die Herausgabe des Werkes, durch das der Bauindustrie eine genaue Kenntnis der jetzt gefertigten P-Träger nebst hochwertvollen Angaben über ihre Eignung, Verwendung, Tragfähigkeit usw. vermittelt werden soll. Anschließend an eine allgemein gehaltene Darlegung über die Vorteile der P-Träger gegenüber den Normal-I-Eisen, Grey-Trägern und in Wettbewerb tretenden genieteten Querschnitten, werden die Verwendungsmöglichkeiten nach der technischen und wirtschaftlichen Seite kurz behandelt; hieran schließen sich Normalausbildungen von Fachwerkknotenpunkten, von Säulenfüßen und weiterhin die Profiltabellen. Aus letzteren ergibt sich, daß die P-Träger zurzeit von 16 bis 60 cm Höhe in 20 verschiedenen Profilen hergestellt werden, mit Gewichten von 45,81 bis 226,8 kg/lfd. m und Werten von W_x zwischen 329 und 6028 cm³. Neben nur in zweiter Linie wichtigen Tabellen, die immerhin für den Gebrauch des Handbuches wertvoll sind, über Normalprofile, Niete, Schrauben usw., werden dann, ähnlich wie im Taschenbuch: „Eisen im Hochbau". Tabellen über die Nietanordnung in den P-Trägern, für die Verwendung dieser als Zugstäbe, für Knickberechnung, für Querschnitte aus zwei P-Profilen, für weitere zusammengesetzte Querschnitte in H-Form, vor allem aber auch für die Verwendung der P-Träger als Balken mit und ohne Gurtplattenverstärkung usw. gegeben. Kurz gefaßte Angaben aus dem Gebiete der Festigkeitslehre beschließen das ebenso praktisch ausgestattete wie technisch wertvolle Handbuch. Der Eisenbau in allen seinen Gliedern wird der Ilseder Hütte für seine Herausgabe nicht minder Dank zollen, als der mit dem Nachrechnen und Abnehmen der Eisenbauten betraute Ingenieur. M. F.

Die Einkaufspraxis. Von Richard Brauns, Berlin S42, Luckauer Straße 14. Selbstverlag.

Auf den ersten 60 Seiten der Broschüre stellt der Verfasser in leicht verständlicher Weise die gesetzlichen Bestimmungen und seine praktischen Erfahrungen beim Abschlusse und bei der Abwicklung von Lieferungsgeschäften zusammen. In den weiteren 60 Seiten, die sich mit den „Organisatorischen Kenntnissen des Einkäufers" befassen, kommt ein gut Teil Betriebswissenschaft zum Niederschlag. Daß die Broschüre gleichzeitig als Reklame für die Riba- (Richard Brauns) Werkzeuge ausgestattet ist, wirkt zunächst etwas störend auf den Leser, hat aber mit dem Nützlichkeitswert der Schrift, der für alle größeren Betriebe besteht, nichts zu tun. Kze.

Nordamerikanische Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg, 1925.

Die Frage von Automobilstraßen ist für Deutschland brennend. Große Versuchsausführungen zur Entscheidung über die Art der Straßenausgestaltung zur Durchführung zu bringen, verbietet die Geldlage des Reiches und der Staaten. Deshalb ist es für uns von erhöhter Bedeutung, die Erfahrungen kennen zu lernen, die mit bestimmten Bauarten in anderen Ländern bereits gemacht sind, und in die Wege eingeführt zu werden, die man dort mit der Herstellung, Unterhaltung, Ausbesserung usw. der Automobilstraßen gegangen ist. Soweit die Betonstraßen Nordamerikas hierbei in Frage kommen, gibt uns die Broschüre von Dr. Kleinlogel eine ganz hervorragende Auskunft. Sie gibt einmal die Erfahrungen einer mehrmonatlichen Studienreise des Verfassers in den Vereinigten Staaten von Nordamerika wieder und vermittelt zum anderen Mitteilungen, welche Dr. Kleinlogel während seines Aufenthalts in Amerika von allen maßgebenden Seiten betr. den Bau der Betonstraßen zur Verfügung gestellt worden sind. Reich mit Bildwerk ausgestattet, klar und treffend geschrieben, kritisch beleuchtend, liegt uns eine vorbildliche Arbeit vor, die auf die Frage des Baues von Betonstraßen in Deutschland klärend und wegweisend hinwirken wird. M. F.

Lehrbuch der Elektrotechnik. Herausgegeben von Esselborn. 2.—7. Aufl. II. Bd. Wilh. Engelmann, Leipzig 1924.

Nachdem im Band I die Grundlagen gegeben sind, werden in Band II als Abschluß des Werkes die Anwendungen des elek-

trischen Stromes behandelt, und zwar: Elektrische Zentralen, Hochspannungsschaltanlagen, Leitungsnetze von G. W. Meyer, Elektromotorische Antriebe einschließlich Bahnen von K. Meller und G. W. Meyer, Stromwärmetechnik von G. W. Meyer, Elektrische Beleuchtung von Fr. Heintzenberg, Elektrisches Signalwesen von G. Schmidt und K. Fink, Telegraphie und Fernsprechwesen von G. Schmidt, Drahtlose Telegraphie von K. Mühlbrett.

Der II. Band stellt ein stattliches Werk von über 800 Seiten dar. Bei dieser Fülle des Stoffes ist es nicht möglich, die einzelnen Punkte eingehender zu besprechen. Heutzutage gibt es fast kein Gebiet, das der elektrische Strom sich nicht erobert hätte; man wird daher nicht erwarten, daß bei der Behandlung des Gesamtgebietes in einem Buch die Vertiefung so weit geht, daß jeder Bearbeiter eines Sondergebietes alles findet, was ihm erwünscht erscheint. Trotzdem wird das Buch in vielen Fällen ein recht nützlicher Ratgeber sein. Es gibt kaum einen Ingenieur, dem nicht auch Aufgaben aus den Nachbargebieten oder auch aus einem entfernteren Gebiet zufallen. In allen diesen Fällen ist es angenehm, in knapper Form das Wesentliche dargestellt zu sehen, so daß es nicht notwendig ist, für die Beantwortung einer Frage erst umfangreiche Spezialwerke zu studieren. Das Buch wird daher in weiten Kreisen Anklang finden.

Binder.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW7, Sommerstr. 4a.

Entwurf zu einer Polizeiverordnung für Kraftfahrzeuge mit Verbrennungsmotoren.

Der Arbeitsausschuß für Garagenwesen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat in letzter Zeit den Entwurf zu einer Polizeiverordnung betreffend die Herstellung und Benutzung von Räumen für Kraftfahrzeuge mit Verbrennungsmotoren behandelt. Das Ergebnis dieser Verhandlungen sind die folgenden Vorschläge:

§ 1. Die nachstehenden Vorschriften gelten für Räume zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen mit Verbrennungsmotoren, deren Betriebsstoffbehälter mehr als 15 l faßt.

Ausstellungsräume für Kraftfahrzeuge mit entleerten Behältern fallen nicht unter diese Vorschrift.

§ 2. Die Abmessungen der Kraftwagenräume dürfen in der Regel nicht größer sein, als daß 6 mittelgroße Wagen darin Platz finden. Kraftwagen mit Verbrennungsmotoren dürfen dauernd nicht mit elektrisch betriebenen Kraftwagen in demselben Raum untergebracht werden.

§ 3. Die Umfassungs- und Abschließungswände gegen andere Räume sind feuerbeständig herzustellen. Scheidewände der einzelnen Abteilungen brauchen nur feuerhemmend zu sein.

Verbindungsöffnungen zwischen Kraftwagenräumen untereinander oder zwischen ihnen und anderen Räumen sind unzulässig.

§ 4. Falls sich über Kraftwagenräume Räume zum dauernden Aufenthalt von Menschen oder Lagerräume für brennbare Stoffe befinden, sind die Decken feuerbeständig und undurchbrochen herzustellen.

§ 5. Der Fußboden muß unverbrennlich und undurchlässig sein. Nach der Ausfahrt zu muß der Boden so angerampt sein, daß Brennstoff aus dem Raume nicht ausfließen kann.

§ 6. Die Türen müssen nach außen schlagen. Schiebetüren und Rolläden sind zulässig. Zugvorrichtungen für Rolläden müssen unverbrennlich sein und außerhalb des Kraftwagenraumes liegen.

§ 7. Fenster und Türen von Kraftwagenräumen, über denen sich Fenster von Räumen zum dauernden Aufenthalt von Menschen oder von Lagerräumen für brennbare Stoffe befinden, müssen mindestens 1 m unter die Decke des Raumes herabhängende Schutzstreifen oder 1 m ausladende Schutzdächer aus unverbrennlichem Material erhalten.

§ 8. Feuerstätten sind in den Räumen verboten. Die Beheizung darf jedoch erfolgen durch

a) fugendichte von außen zu heizende Kachelöfen ohne Metallteile innerhalb des Raumes, wenn die Feuerung mindestens 1 m über dem Fußboden liegt. Der Ofen darf keine Vorsprünge oder Flächen haben, die zum Auflegen von Gegenständen Gelegenheit bieten.

Eiserne Öfen können zugelassen werden, wenn sie eine feuerfeste Ummantelung haben.

b) Niederdruckdampf und Hochdruckdampf, sowie Warmwasserheizung mit außerhalb der Räume liegender Feuerung. Heizrohre und Heizkörper sind in 20 cm Abstand durch Drahtgitter oder durchlochte Eisenbleche so zu umschließen, daß nichts darauf gelagert werden kann.

Elektrische Heizung, wenn sie den Vorschriften des VDE. entspricht.

Schornsteinöffnungen und Reinigungstüren dürfen nicht in den Räumen liegen.

Von offenen, außerhalb der Kraftwagenräume liegenden Feuerstätten müssen die Türen der Kraftwagenräume mindestens 5 m entfernt liegen, ebenso von Kellerfenstern und von Türen, die zu Räumen mit offener Feuerung führen, es sei denn, daß die Fenster feststehend und dichtschließend hergestellt sind.

§ 9. In jedem Kraftwagenraume sind dicht über dem Erdboden möglichst in gegenüberliegenden Außenwänden Entlüftungsöffnungen von mindestens 400 cm² Gesamtgröße bei einem Mindestdurchmesser von 5 cm der einzelnen Öffnung anzubringen. Die Öffnungen müssen mit engmaschigem, doppelten Drahtnetz verschlossen sein.

In mehrgeschossigen Garagen sind für die einzelnen Geschosse getrennte Entlüftungsschächte auszulegen.

Liegt der Fußboden tiefer als 50 cm unter dem angrenzenden Erdreich, so muß der Raum mit einer künstlichen Entlüftung versehen werden. Die zugehörigen Entlüftungsrohre müssen dicht über dem Fußboden beginnen und möglichst über Dach ins Freie führen.

Bei elektrisch angetriebenen Entlüftern dürfen keine funkenbildenden Teile innerhalb des Raumes oder der Entlüftungsrohre liegen.

§ 10. Die Beleuchtung darf erfolgen durch:

a) elektrische Glühlampen, wenn die Lampen mindestens 1,5 m über dem Fußboden fest angebracht sind;

b) tragbare elektrische Glühlampen mit dichter Überglocke, Drahtschutzkorb und Kabelleitung, mit wasserdichter Isolierhülle;

c) jede Art von Lampen als Außenbeleuchtung, die durch fest eingemauerte Fenster von den Innenräumen dicht abgeschlossen sind.

Alle in den Räumen angebrachten Lampen, sowie Schalter, Steckdosen, Sicherungen, Widerstände usw. müssen gleichfalls mindestens 1,5 m über dem Fußboden angebracht sein oder es sind entsprechende Sicherheitsmaßnahmen gegen Gasentzündung zu treffen.[1]

§ 11. Leere oder gefüllte, nicht explosionssichere Gefäße für Betriebsstoffe dürfen in den Räumen nicht aufbewahrt werden.

Leere oder gefüllte explosionssichere Gefäße dürfen bis zu einem Fassungsvermögen von 30 l Betriebsstoff aufbewahrt werden und sind gut verschlossen zu halten. Eine Lagerung von größeren Mengen Betriebsstoffen bedarf besonderer Genehmigung[2]).

§ 12. Gebrauchte ölhaltige Putzwolle und Putzlappen sind in dichtschließenden Eisenblechgefäßen aufzubewahren.

§ 13. Karbid darf bis zu einer Höchstgrenze von 5 kg in dichtschließenden Gefäßen aufbewahrt werden.

Das Füllen und Entleeren der Karbidbehälter der Laternen ist verboten.

§ 14. Der Wagenraum darf mit offenem Feuer oder Licht, mit brennenden Rauchstoffen oder anderen Brennstoffen nicht betreten werden. Das Anzünden von Feuer oder Licht ist in den Räumen verboten.

Dieses Verbot ist an der Außenseite der Eingangstüren durch folgenden dauerhaften Anschlag bekanntzugeben:

„Kraftwagenraum"

Rauchen, offenes Licht und Feuer verboten!

§ 15. Für jeden Kraftwagenraum sind geeignete Löschmittel und Geräte bereit zu halten.

§ 16. Die nächste Feuermeldestelle ist auf einem augenfälligen angebrachten Schild anzugeben.

§ 17. Fahrzeuge mit undichten Betriebstoffbehältern dürfen erst nach deren völliger Entleerung in die Räume eingestellt werden.

§ 18. Eine Abschrift der Vorschrift betreffend Einstellen von Wagen mit elektrischem Betrieb und die der §§ 11—17 ist in jedem Kraftwagenraum augenfällig auszuhängen.

§ 19. Für die Unterbringung größerer Kraftwagenmengen oder für Geschoßgaragen bleiben weitergehende Vorschriften — auch die Forderung von Blitzableitern — vorbehalten.

Für die Kraftwagenräume der Feuerwehr können von der Baupolizei Erleichterungen zugelassen werden, das Gleiche gilt für alle übrigen Kraftwagenräume hinsichtlich der §§ 3, 5 und 8 letzter Absatz je nach Größe, Anzahl und Lage der Räume.

Weitergehende Befreiungen bedürfen der Genehmigung der Zentralverwaltung der Baupolizei.

§ 20. In gewerblichen Mietgaragen, die ausschließlich der Unterstellung von Kraftwagen dienen, kann die Aufstellung von Autos in ungeteilten Räumen bis zu 1000 m² zugelassen werden.

Die Vorschläge sind den für die Bearbeitung maßgebenden Stellen mit der Bitte um Berücksichtigung zugeleitet worden.

[1]) Hierzu sind die Vorschriften des Verbandes Deutscher Elektrotechniker betreffend explosionsgefährliche Betriebsstätten und Lagerräume zu beachten.

[2]) Vgl. Vorschriften über Lagerung von Mineralölen (Polizeiverordnung vom 3. März 1924).

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang 11. September 1925 Heft 23

VOM ELASTISCHEN VERHALTEN DER GESTEINSWÄNDE IN DRUCKSTOLLEN.

Von Dr.-Ing. H. Dörr, Karlsruhe.

Übersicht. Die Gesteinswände in einem Stollen dehnen sich inter dem Ausbruch her nach dem Stolleninnern zu. Folgerungen us diesem Verhalten für den Druckstollenbau.

Der Aufsatz von Dr. Walch im „Bauingenieur" 1925, Ieft 4, hat mich veranlaßt, meine Anschauung über die Urache der Nachgiebigkeit fester Gesteinswände bei Innendruck m Stollen hier zu veröffentlichen. Für die Praxis ist die Lösung lieser Frage dringend geworden. Nach ihrer Klärung kann nan hoffen, der Schwierigkeit bei der Ausführung Herr zu verden. Solange man hinsichtlich der natürlichen Zusammenänge im Unklaren ist, sind alle theoretischen Betrachtungen, lie schon angestellt worden sind, zwecklos und ist der Erfolg ller praktischen Maßnahmen unsicher.

Man kann eine Gesteinsmasse, die ein Stollen durchörtert, ls eine Art Mauerwerk ansehen, von mehr oder weniger hohen 'ugen und Rissen durchsetzt. Die Fugen können entweder anz unregelmäßig das Gestein zerteilen wie bei einem Zyklopennauerwerk, oder sie können, vorzugsweise in ganz bestimmten Richtungen verlaufend, das Gebirge regelmäßig geschichtet erscheinen lassen.

Die Gesteinsmassen stehen in ihrer natürlichen Lagerung inter einem allseitigen inneren Druck, der von der Schwerraft erzeugt ist. In einer Tiefe h unter der Oberfläche wird lso normalerweise der elementare Innendruck $p = \gamma \cdot h$ errschen.

Doch kann sich aus verwickelten Vorgängen beim geologichen Aufbau des Gebirges ein Druck ausgewirkt haben, der rößer oder kleiner ist als γ h. Kleiner wird er z. B. in jenen 'eilen sein, die dadurch entlastet sind, daß sich die über ihnen iegenden Schichten zu Gewölben verspannt haben, die den Druck nach der Seite ableiten. Größer wird der Innendruck n jenen Zonen sich erweisen, welche der Kämpferdruck solcher Entlastungsbogen trifft. Es ist also sehr wohl möglich, daß der nnendruck nicht dort am größten ist, wo die Überlagerung las höchste Maß zeigt, sondern es kann der Druck sehr wohl n seitliche Zonen abgelenkt sein.

Wird aus einem solchen Gebirgsmassiv eine Stollenöffnung usgebrochen, so ergibt sich notwendigerweise für alle Randlemente der Öffnung eine Dehnung nach dem Stolleninnern u, für kreisrunde Öffnungen in radialer Richtung, als Folge ler inneren Spannung. Diese Dehnung wird um so größer, je öher der innere Druck im Gestein ist.

Denkt man sich aus der Randzone eines Stollens im massigen Gestein ein Elementarprisma herausgeschnitten und in einem Koordinatensystem so orientiert, daß die x-Achse parallel zur Stollenachse, die y-Achse parallel zu einem Element der Umangslinie des Stollenquerschnitts und die z-Achse senkrecht ur x-y-Ebene verläuft, so läßt sich für dieses Prisma beanntlich ansetzen, wenn man einen dreiachsigen Spannungsustand annimmt:

$$\delta_z = \frac{1}{E}\left(\sigma_z - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{m}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1$$

vobei bedeutet

δ_z die spezifische Dehnung in der z-Richtung,

σ_x, σ_y, σ_z die Elementarpressungen in den Richtungen der drei Hauptachsen des Prismas,

m die Poissonsche Zahl,

E den Elastizitätsmodul.

Die nach dem Stolleninnern zu in einem bestimmten Fall auftretende Gesamtdehnung ist durch Integration der Elementardehnungen zu ermitteln, vorausgesetzt, daß es gelingt, den Verlauf der Spannungsänderung in den Zonen um den Stollen herum nach den drei Hauptachsen mathematisch zu fassen.

Nimmt man einmal an, daß die analytische Darstellung der zu integrierenden Funktion gelingt, so wird in praktischen Fällen die Vorausberechnung der Dehnung sehr unsicher, weil ein Gebirge niemals eine homogene Masse im Sinne der theoretischen Festigkeitslehre ist, die genau dem Hookeschen Gesetz folgt. Die Größen m und E werden bei keinem Stollenbau — nicht einmal annähernd — bekannt sein; sie werden außerdem mit der Änderung des Gesteinscharakters, des geologischen Alters und Aufbaus wechseln.

Trotzdem verlohnt es sich, die theoretischen Ergebnisse der hierher gehörenden Forschungen zu betrachten, damit man wenigstens erkennt, welche Größen von Einfluß auf die Querdehnung sind.

Die Forschungen aus dem Gebiete der theoretischen Festigkeitslehre, die man zu Rate ziehen kann, beziehen sich auf ein

Abb. 1.

nach allen Richtungen gleichmäßig durch Zug beanspruchtes Eisenblech; sie beantworten die Frage, wie der Spannungswiderstand um ein kreisrundes Loch in diesem Blech sich darstellt. Denken wir uns die Zugspannungen als Druckspannungen und nehmen den Einfluß des Elementardruckes in der Richtung der Achse des Loches (x-Richtung) noch hinzu, so haben wir bei einem Stollen im Gestein ähnliche Spannungsverhältnisse vor uns.

Die Untersuchungen gehen auf Grashof zurück; man findet sie auch bei A. Föppl, 5. Bd. (1907), S. 353. Versuche hierzu hat Kármán angestellt und unter dem Titel „Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck", Berlin 1912, veröffentlicht. Eine vorzügliche Darstellung gibt Kirsch in der „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure" 1898, S. 798.

Wird aus dem oben genannten Blech, dessen Ausdehnung nach zwei Richtungen unendlich groß gedacht ist, eine Öffnung nach Abb. 1 herausgeschnitten, so tritt eine Störung in der Spannungsverteilung um das Loch herum ein; die Spannung an den Lochrändern zeigt ein andres Bild als in den übrigen Elementen der Bleche. Im einzelnen muß auf die Arbeit Kirschs verwiesen werden oder auch auf den Aufsatz von Prof. W. Schachenmeier im „Bauingenieur" 1922, Heft 24.

Als wichtigstes Ergebnis sei folgendes hierher gesetzt:

Bezeichnet man mit p die ursprüngliche, im Blech nach allen Richtungen vorhandene Spannung, mit a den Radius des Lochquerschnitts und mit r den Abstand des Mittelpunktes eines beliebigen Elementarprismas von der x-Achse des Loches, so wird in diesem Elementarprisma die Spannung tangential zu einem Kreis vom Radius r:

$$\sigma_y = p\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right), \quad \ldots \ldots \ldots (2$$

radial dazu:

$$\sigma_z = p\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \quad \ldots \ldots \ldots (3$$

Am Lochrande, wo $a = r$ ist, wird demnach $\sigma_y = 2p$, $\sigma_z = 0$. Für alle Punkte ist die Summe der beiden Spannungen $\sigma_y + \sigma_z = 2p$. In der Abb. 1 ist der Verlauf der beiden Hauptspannungen σ_y und σ_z dargestellt. Die Spannungslinien sind Hyperbeläste mit den Asymptoten $\sigma_z = p$ und $\sigma_y = p$. Die Spannungsstörung durch ein solches Loch erstreckt sich also theoretisch ins Unendliche, praktisch werden jedoch die Abstände der Kurven von ihren Asymptoten sehr rasch bedeutungslos; für $r = 6a$ wird $\sigma_y = 1{,}028\,p$ und $\sigma_z = 0{,}972\,p$; sie weichen also nur sehr wenig vom Wert p ab.

Abb. 2.

Mit Hilfe der Gl. (1) soll nun versucht werden, das Maß der zu erwartenden Dehnung der Stollenwand in der Richtung des Radius zu schätzen. Führt man in die Gl. (1) beim kreisrunden Druckstollen die Werte $\sigma_x = p$, σ_y nach Gl. (2) und σ_z nach Gl. (3) ein, gibt den Verlängerungen positive, den Verkürzungen negative Vorzeichen, so ist zu schreiben:

$$\delta_z = \frac{1}{E}\left(-\sigma_z + \frac{p + \sigma_y}{m}\right) \quad \ldots \ldots \ldots (4$$

In den Randelementen ist $\sigma_z = 0$, $\sigma_y = 2p$, somit

$$\delta_z' = + \frac{3p}{mE}.$$

Dies ist die größte positive Elementardehnung; vom Rande an nimmt sie in der z-Richtung rasch ab und wird in jenen Elementen zu Null, in denen

$$\sigma_z = \frac{p + \sigma_y}{m}$$

ist; jenseits dieser Grenze ist sie negativ und nähert sich langsam dem Wert, der im unberührten Gebirgsinnern verhanden ist, d. h. dem Wert

$$\delta_{0z} = \frac{p(2-m)}{mE}.$$

In Abb. 2 sind die beiden Kurven für σ_z und $\frac{\sigma_x + \sigma_y}{m} = \frac{p + \sigma_y}{m}$ zum Wert $m = 4$ von derselben Nullinie nach oben aufgetragen. Die Abszisse ihres Schnittpunktes S gibt die äußere Grenze der Zone mit positiver Dehnung an, weil dort $\frac{p + \sigma_y}{m} = \sigma_z$ wird. Wie breit die Zone ist, in der $\frac{p + \sigma_y}{m} < \sigma_z$ ist, hängt von m ab; ist m groß, so bleibt die Zone schmal, mit abnehmendem m verbreitert sie sich; für $m = \infty$ wird die Zonenbreite Null. Für $m = 4$ liegt die Grenze bei $r = 1{,}54\,a$, welches Maß durch Abgreifen gefunden ist. Die schraffierte Fläche STU stellt den Verlauf der positiven Dehnungen dar, wie sie vom Größtwert $TU = + \frac{3p}{mE}$ rasch auf Null beim Punkt S sinken. Diese Randzone liefert mit ihren positiven Dehnungen den größten Beitrag zur Gesamtdehnung nach dem Stolleninnern zu. Da aber im unberührten Gebirge die einzelnen Elementarprismen nach allen Richtungen eine Zusammenpressung aufweisen vom Betrag

$$\delta_{0z} = \frac{p(2-m)}{mE},$$

nach dem Ausbruch des Stollens aber infolge der oben erörterten Störung in der Spannungsverteilung diese Zusammenpressung in der z-Richtung bis zu einer Entfernung von etwa $r = 6a$ von Stollenmitte merklich nachläßt, so kommt zu dem Betrag, den die positiven Dehnungen bis zum Punkt S liefern, noch ein Summand hinzu, der von der Abnahme der negativen Dehnung in der z-Richtung herrührt.

Eine mathematisch genaue Lösung für die Gesamtdehnung soll hier nicht versucht werden, vielmehr sei, um wenigstens eine Vorstellung von der Größenanordnung der Dehnung zu erhalten, folgender Überschlag gemacht. Die Figur STU der Abb. 2 sei als Dreieck betrachtet, also angenommen, daß die positiven Dehnungen geradlinig vom Höchstwert $TU = + \frac{3p}{mE}$ am Stollenrand zum Wert Null abnehmen. Die schraffierte Fläche STU ist in Wirklichkeit kleiner als das Dreieck STU. Der Mehrwert, der sich somit für die aus dem Dreieck berechnete Dehnung ergibt, möge als derjenige Anteil angesehen werden, den die Minderung der negativen Dehnungen um das Loch herum gegenüber dem Anfangszustand bringt.

Wenn man allgemein zu einem beliebigen Wert m die Länge des die Randzone mit positiver Dehnung nach außen begrenzenden Radius mit $r' = \varrho\,a$ bezeichnet, die Dicke dieser Schicht demnach mit $(\varrho - 1)\,a$, so erhält man die Gesamtdehnung nach dem Stolleninnern mit in roher Näherung zu

$$\Delta r = \frac{1}{2} \cdot \frac{3p}{mE}(\varrho - 1)\,a$$

$$\Delta r = \frac{3p(\varrho - 1)\,a}{2mE} \quad \ldots \ldots \ldots$$

Die Verkürzung des Durchmessers ist dann gleich dem Doppelten dieses Maßes und die Verkürzung des Umfangs $\Delta u = 2\pi\Delta r$.

Die Dehnung ist also vor allem abhängig von m und E, aber auch von der Weite der Öffnung; sie ist dem Radius a unmittelbar proportional.

Wie groß bei einer Gebirgsmasse m und E sind und inwieweit diese Masse dem Hookeschen Gesetz folgt, läßt sich schwer ermitteln; je weicher das Gestein, je breiter die Risse und Fugen zwischen den Bänken sind, um so kleiner werden die Werte sein. Für ein Gesteinsmassiv, das nicht sehr dicht und von großer Festigkeit ist, scheint mir $m = 4$ ein brauchbarer Schätzungswert zu sein; im lockeren Gebirge ist er wohl noch zu groß.

Über die Zahl E sind wir einstweilen ebenfalls noch im Unklaren. Die einzigen mir bekannten Zahlenwerte, die man hier vergleichsweise zu Rate ziehen kann, sind die aus den „Versuchen über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk" von Otto Graf (Berlin 1924, V. Ernst & Sohn).

Graf untersuchte die Druckelastizität von Mauersteinen und Mauerwerkskörpern, die teils mit Kalkmörtel, teils mit Zementmörtel hergestellt waren. Die Mauersteine waren in der Hauptsache Betonsteine in verschiedenen Mischungsverhältnissen, die Fugenstärke betrug 1 cm; die Querschnitte der gepreßten Säulen waren zu 25,7/25,7 cm gewählt. Die Mauersteine lieferten bei einem Mischungsverhältnis 1 Zement : 5 Sand : 7 Kies Elastizitätsziffern, die von rd 200 000 kg/cm² auf 150 000 kg/cm² abnahmen, wenn die Pressung von 1 auf 28 kg/cm² anstieg. Die Säulen aus diesen Steinen, mit Kalkmörtel (1 Kalk : 4 Sand) gemauert, ergaben eine Zahl der gesamten Verkürzungen, die von 24 000 auf 10 200 kg/cm² sank, als die Pressung von 0,8 auf zuletzt 27,5 kg/cm² stieg. Das Alter der Säule war hierbei drei Monate. Die mit Zementmörtel 1 : 3 gemauerten Pfeiler zeigten bei einer von 0,5 bis 49 kg/cm² gesteigerten Pressung eine Abnahme der Zahl

von 118 900 auf 47 500 kg/cm² bei einem Alter von 28 Tagen. Die Zahlen sind der Zusammenstellung 5, S. 15 der Grafschen Veröffentlichung entnommen. Die Tabelle auf S. 19 dort zeigt für eine andere Versuchsgruppe ungefähr das gleiche Bild. Aus den Versuchen Grafs darf auch für die Elastizitätsziffer eines Gebirgsmassivs wohl geschlossen werden, daß sie mit der Höhe der Pressung veränderlich ist, und daß sie bei einigermaßen hoher Überlagerung meist kleiner als die für Mauerwerk in Kalkmörtel gefundene sein wird, wenn es sich nicht gerade um sehr festen Fels handelt, weil meist die Fugenfüllung geringere Festigkeit haben wird als ein drei Monate alter Kalksandmörtel und weil eine Pressung 30—50 kg/cm² schon bei etwa 150—200 m Überlagerung erreicht ist.

Als Beispiel sei gewählt ein kreisrunder Stollen mit:

Überlagerungshöhe $h = 200$ m,
Gesteinsgewicht $\gamma = 2$ t/m³,
Radius des Ausbruchs $a = 2{,}4$ m,
Elastizitätsziffer $E = 30\,000$ kg/cm² $= 300\,000$ t/m²,
Poissonsche Zahl $m = 4$,
somit $\varrho = 1{,}54$ nach Abb. 2.

Mit diesen Werten erhält man nach Gl. (5) eine Verkürzung des Radius nach dem Ausbruch von

$$\Delta r = \frac{3 \cdot 2 \cdot 200 \cdot 0{,}54 \cdot 2{,}4}{2 \cdot 4 \cdot 300\,000} = 0{,}000\,65 \text{ m},$$
$$\Delta r = 0{,}65 \text{ mm},$$
$$\Delta u = \underline{3{,}9 \text{ mm}}.$$

Damit ist wenigstens ein Anhalt für die Größenordnung der Gebirgsdehnung gewonnen. Daß theoretisch das Maß bei genauer Integration vielleicht um 15—20 vH sich ändern würde, fällt in Anbetracht der Unsicherheit, mit der die Werte m und E behaftet sind, nicht ins Gewicht. E ist ziemlich groß gewählt worden.

Man erkennt, daß der innere Wasserdruck nur einen Teil dieser Dehnung zurückzudrängen braucht, um den Betonmantel zum Reißen zu bringen, denn die elastische Zugdehnung des Betons ist wesentlich kleiner als dieses Maß. Beim praktischen Stollenbau kommt ungünstigerweise hinzu, daß es bis heute noch nicht gelungen ist, eine Bauweise zu finden, die am ganzen Umfang — namentlich im Scheitel — einen drucksicheren, hohlraumlosen Anschluß des Beton- oder Mauerwerksmantels an die Gesteinswand gewährleistet. Ist dieser Anschluß mangelhaft, so kann der Betonmantel schon zersprungen sein, bevor der Wasserdruck das gedehnte Gestein zurückpreßt.

Hierzu kommt noch, daß beim Aussprengen des Stollens niemals die geometrische Kreisform erzielt werden kann, daß die Stollenwände durch die Sprengschüsse gelockert und unregelmäßig aufgerissen werden, so daß die Elastizitätsgrößen m und E am Stollenrande ungünstig beeinflußt werden müssen.

Der Ingenieur der Praxis kann aber einstweilen aus den oben stehenden Betrachtungen folgende Schlüsse ziehen:

In jedem Stollen muß unmittelbar beim Ausbruch eine Dehnung des Gesteins nach dem Stolleninnern zu eintreten, als notwendige Folge der um den Stollen herum herrschenden Spannungen. Diese Dehnung wächst mit dem Stollendurchmesser und dem Innendruck im Gestein, also im allgemeinen mit zunehmender Überlagerung des Stollens. Doch können die tektonischen Spannungen gelegentlich so verlaufen, daß die Überlagerung des Stollens kein sicheres Maß für den zu erwartenden Gebirgsdruck darstellt. Die Querdehnung ist umgekehrt proportional der Poissonschen Zahl m und der Elastizitätsziffer E des Gesteins.

Die Wertmesser m und E sind gleichmäßig unsichere Größen. Überschreiten die Querdehnungen nach dem Stolleninnern zu die für das betreffende Gestein zulässige Dehnung, so bricht das Gestein. Das Abspringen und Abblättern des Felsens im Stollenausbruch ist eine längst beobachtete, unter dem Namen „Bergschläge" bekannte Erscheinung.

Hat im massigen, standfesten Gebirge hinter dem Ausbruch her die ganze Querdehnung sich ausgewirkt, hat also das elastische Gleichgewicht sich eingestellt, bevor die Auskleidung eingebaut ist, so bleibt die Auskleidung des Stollens oder Tunnels ohne Gebirgsdruck. Die Ausmauerung hat theoretisch nur ihr eigenes Gewicht zu tragen. Bei Tunneln, die ohne innern Überdruck bleiben, ist diese Tatsache ohne praktische Folgen. Beim Stollen aber, der nachher Wasser unter Druck von innen zu führen hat, liegen die Dinge anders.

Ist die Auskleidung aus nicht zugfestem Baustoff hergestellt, so belastet der Wasserdruck die vorher stark nach dem Stolleninnern zu gedehnten Randzonen, wo eine verhältnismäßig geringe Pressung genügt, die Dehnung wenigstens teilweise rückgängig zu machen. Die beim Zurückdrängen des Gebirges sich einstellende Verlängerung der Umfangslinie der Stollenauskleidung kann Zugrisse bringen, durch die das Druckwasser entweicht. Ein Druckstollen wird hinsichtlich der Wasserdichtigkeit um so gesicherter sein, je kompakter das Gestein und je geringer seine Überlagerung ist. Je tiefer man mit dem Stollen unter die Oberfläche kommt, um so vorsichtiger muß man wegen der Wasserverluste aus Zugrissen im Stollenmantel sein.

Für die Planung und Ausdehnung eines Stollens im standfesten Gebirge läßt sich daraus folgern, daß man den Stollen, wenn es möglich ist, nicht in Zonen mit hohem Gebirgsdruck führen soll. Um das Zurückgehen der Dehnung nicht gefährlich für die Stollenauskleidung werden zu lassen, wird man gut tun, hohen Wasserdruck im tiefliegenden Stollen zu vermeiden. Das Maß der beim Stollenbau eintretenden Gesteinsdehnung und namentlich die Zeit, innerhalb der sie sich auswirkt, sollte man durch Beobachtungen festzustellen suchen, damit nach und nach Erfahrungswerte für die verschiedensten Verhältnisse zusammenkommen, aus denen man für Neuanlagen Nutzen ziehen wird. Die Dehnung wird sich unmittelbar an der Stollenbrust bemerkbar machen und mit dem Fortschreiten des Ausbruchs allmählich ihren vollen Wert erreichen. Wählt man an geeigneten Stellen am Umfang des Stollens — annähernd in Ebenen normal zur Stollenachse — jeweils einige Festpunkte, so lassen sich wohl durch Messung in geeigneten Zeitabständen die Bewegungen nach dem Stolleninnern zu feststellen und daraus Schlüsse ziehen auf die Größen p, m, E und das Maß der unter dem Wasserdruck zu erwartenden Zurückdrängung. Die nachträglichen Messungen der Ausdehnung des Stollenumfangs unter dem Überdruck von innen, wie sie in den letzten Jahren wiederholt mit großen Kosten angestellt worden sind, haben von diesem Gesichtspunkt aus nur bedingten Wert, da die so ermittelte Dehnung nach außen immer nur ein Teil der schon vorhandenen Gesteinsdehnung nach dem Innern sein wird. Am einfachsten wäre natürlich die Lösung des Problems, wenn man imstande wäre, die Dehnung des Gebirges nach dem Stolleninnern zu verhüten. Allein ein Einbau, der diese Kräfte aufnehmen könnte, ist wirtschaftlich und ausführungstechnisch undenkbar.

Von Bedeutung kann die Geschwindigkeit sein, mit der die ganze Dehnung verläuft. Sie wird wohl in verschiedenen Gesteinsarten verschieden sein. Wenn einmal Beobachtungen über die Zeitspanne vorliegen, innerhalb der die Verformung sich vollzieht, so könnte man, falls etwa die letzten Reste der Dehnung sich langsam genug auswirken, daran denken, die Stollenauskleidung so rasch als möglich dem Ausbruch folgen zu lassen, und sie aus hochwertigem Zement herzustellen. Man könnte dann vielleicht noch Anfangsdruckspannungen im Betonmantel erhalten, die sehr erwünscht wären.

Bei sehr tiefen Lagen der Stollenöffnung, wo die Dehnung des Gesteins die Bruchgrenze erreicht, müssen die Stollenwände sich anders verhalten. Um die Stollenöffnung herum, wo die Spannung σ_z zu Null wird, wird das Gestein zerdrückt. Die Zerstörung wird aber mit der Entfernung von der Stollenwand nach dem Gebirgsinnern zu ziemlich rasch abnehmen. Wir haben es dann für die außerhalb der zerdrückten und nach dem Stollen zu gedehnten Zone liegenden Gesteinsprismen annähernd mit jenem dreiachsigen Spannungszustande zu tun,

der vor der Störung durch den Ausbruch vorhanden war. In diesem Zustand ist die Gesteinsfestigkeit bekanntlich viel höher als die Würfelfestigkeit. Das Gestein kann sich sogar wie ein plastischer Körper verhalten, ohne zu brechen[1]). Da jedoch in so großer Tiefe Druckstollen für Wasserführung so gut wie niemals vorkommen werden, soll auf die Frage, wie man sich dieser Erscheinung gegenüber praktisch zu verhalten habe, nicht näher eingegangen werden.

Das Verhalten des Gebirges, wie es soeben kurz angegeben worden ist, gleicht aber den Vorgängen, die wir im gebrächen Gebirge schon bei geringerer Überlagerung beobachten.

Unter gebrächem Gebirge sollen die Erd- und Gebirgsmassen verstanden werden, die aus mehr oder weniger losen Haufwerken von Gesteinstrümmern und deren Verwitterungsprodukten bestehen. Überwiegen die Gesteinstrümmer, so spricht man von Schotter, Kies, Sand; sind die feinstkörnigen Verwitterungsprodukte die Hauptmasse, so hat man es zu tun mit Lehm, Letten, Ton, Klai. Die zuletzt genannten Bodenbestandteile werden meist als eine Art Kittmasse wirken; man pflegt dann von einer „Kohäsion" im Gebirge zu sprechen. Der Begriff „Kohäsion" bedeutet aber weiter nichts, als daß diese Massen eine gewisse Festigkeit im Sinne der Festigkeitslehre haben. Die Festigkeit wird in der Regel zahlenmäßig gering sein, aber doch Werte aufweisen können, die man als Zug- oder Druckfestigkeiten messen kann, wie an einem natürlichen oder künstlichen Stein.

Bei den theoretischen Betrachtungen über die inneren, in einem Erdhaufwerk auftretenden Spannungen wird diese „Festigkeit" meist vernachlässigt, weil sie zu klein und unsicher ist, als daß es sich für gewöhnliche Zwecke lohnte, sie zu beachten. Praktisch spielt sie aber bei Erdarbeiten eine Rolle. Wenn in einer Baugrube, einem Einschnitt, die Erdwände nach dem Aushub mehrere Meter hoch ohne Absprießung stehen bleiben, so hat der Boden eine „Festigkeit".

Wird durch ein solches Gebirge ein Stollen getrieben, so kann bei geringer Überlagerungshöhe die Bergfestigkeit unter Umständen so groß sein, daß die Ulmen stehen bleiben, also nicht zerdrückt werden. Auch der Firstdruck wird dann nur einen kleinen Wert aufweisen.

Man kann in diesen einfachen Fällen unter Außerachtlassung der „Bergfestigkeit" die Gebirgsmassen als loses Haufwerk betrachten und den zu erwartenden Firstdruck rechnerisch bestimmen. Die mathematischen Entwicklungen dazu findet man in meinem Aufsatz „Erddruck auf die Auskleidung in Stollen und Tunneln" in der „Bautechnik" 1924, Heft 50.

Bei größeren Tiefen wird durch die Belastung mit dem eigenen Gewicht die Gebirgspressung größer als die Bergfestigkeit; die Dehnungen am Stollenumfang überschreiten die zulässigen Maße, d. h. die Erde wird in die Stollenöffnung hineingepreßt. Auch hier wird sich infolge des Widerstandes, den die weichenden Schichten in radialer Richtung nach außen fortschreitend entwickeln, eine gewisse Selbsthemmung geltend machen. Sie ist natürlich viel kleiner als beim zerdrückten Felsen und wohl selten so groß, daß sie allein einen Zusammenbruch zu verhindern vermöchte.

Bei Tunneln oder Stollen für den Verkehr ist in diesen Fällen eine druckfeste Auskleidung erforderlich.

Bei einem wasserführenden Stollen mit Innendruck in einem gebrächen Gebirge kann der Außendruck größer, gleich oder kleiner als der spätere Innendruck des Wassers sein, jedenfalls erhält man im Gebirgsdruck eine sehr erwünschte Kraft, die dem inneren Überdruck ganz oder teilweise das Gleichgewicht halten kann.

Aus diesen Überlegungen folgt, daß es unter Umständen zweckmäßiger ist, einen Druckstollen durch lose Massen zu führen als durch festes Gestein, da man im losen Gebirge viel eher mit einem tätigen Druck von außen rechnen kann als im Felsen mit einem ausreichenden Widerstand.

Allerdings darf man nicht verkennen, daß es sehr schwierig ist und bleiben wird, den tätigen Druck lockerer Massen von außen mit brauchbarer Annäherung zu bestimmen, und daß ein solcher Stollen in der Ausführung sehr teuer werden kann. Die Verhältnisse müßten so liegen, daß der tätige Druck von außen dauernd bestehen bleibt, d. h. daß er nicht als tätiger Druck infolge Selbstsperrung verschwindet und nur eine Widerstandsgröße übrig bleibt. Denn zur Erzeugung eines Widerstandes gehört eine gewisse Bewegung, d. h. eine Dehnung, die unter Umständen genügt, den Stollenmantel zu zerreißen.

[1]) Vgl. hierzu „Schweiz. Bauz. 1923, S. 168; Aufsatz von Maillart „Der Einfluß der Überlagerungshöhe auf die Bemessung des Mauerwerks tiefliegender Tunnel".

STUDIEN ZUR BERECHNUNG UND KONSTRUKTION MEHRSTIELIGER STOCKWERKRAHMEN.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Günter Worch, Darmstadt.

(Fortsetzung von Seite 684.)

Kapitel IV.

Untersuchung der Systeme A 2 und B 2.

Die Untersuchung der Systeme A 2 und B 2 können wir in einem behandeln, denn der Gang derselben sowie auch der allgemeine Aufbau der entstehenden Elastizitätsgleichungen ist genau derselbe.

Als statisch unbestimmte Hauptsysteme wählen wir die in den vorigen Kapiteln behandelten Tragwerke A 1 und B 1. Bei m Stockwerken ergeben sich dann 2 m statisch unbestimmte Größen Y (vgl. Abb. 18).

Ohne daß man die Momentenflächen für die einzelnen Zustände $Y = -1$ aufzutragen braucht, erkennt man, daß sich diese für die Zustände $Y_i^l = -1$ und $Y_i^r = -1$ nur über die Stäbe des i-ten und des $(i+1)$ten Stockwerkes erstrecken. Somit kann man wieder das schematische Bild der 2 m Elastizitätsgleichungen direkt anschreiben.

Die Elastizitätsgleichungen ergeben sich als sechsgliedrige Gleichungen, und zwar erscheinen die Unbekannten in zwei aufeinanderfolgenden Gleichungen immer gleichartig. Für die Lösung empfiehlt es sich, wieder ähnlich wie früher, abwechselnd rechts und links einen der verschwindenden [i k]-Werte hinzugefügt zu denken. Auf diese Weise erhalten wir dann wieder ein System siebengliedriger Gleichungen (vgl. die beiden stark ausgezogenen treppenförmigen Linien in dem Schema auf Seite 684), dessen Lösung nach einem der bekannten Verfahren leicht vorgenommen werden kann.

Weisen die behandelten Systeme A 2 und B 2 Symmetrie zur Mitte auf, so wählt man die Unbekannten zweckmäßig folgendermaßen (vgl. Abb. 19):

$$Y_0 = \frac{M_0^l + M_0^r}{2} \qquad Y_0' = \frac{M_0^l - M_0^r}{2}$$

$$Y_1 = \frac{M_1 + M_1^r}{2} \qquad Y_1' = \frac{M_1^l - M_1^r}{2}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots$$

$$Y_i = \frac{M_i^l + M_i^r}{2} \qquad Y_i' = \frac{M_i^l - M_i^r}{2}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots$$

$$Y_{m-1} = \frac{M_{m-1}^l + M_{m-1}^r}{2} \qquad Y_{m-1}' = \frac{M_{m-1}^l - M_{m-1}^r}{2}$$

Bei dieser Wahl der statisch unbestimmten Größen erstrecken sich die Momentenflächen für die Zustände $Y_i = -1$ und $Y_i' = -1$ ebenfalls nur über die Stäbe des i-ten und

$(i + 1)$ten Stockwerks. Ebenso leuchtet wohl ohne weiteres ein, daß die Momentenflächen für die Zustände $Y = -1$ symmetrisch und für die Zustände $Y' = -1$ antisymmetrisch sind

Abb. 18.

Abb. 19.

Abb. 20.

(vgl. hierzu die Berechnung des symmetrischen Tragwerkes im vorigen Abschnitt). Der Aufbau der Elastizitätsgleichungen ergibt sich dann schematisch dargestellt wie folgt:

	Y_0	Y_1	Y_{i-1}	Y_i	Y_{i+1}	Y_{m-1}	Y'_0	Y'_1	Y'_{i-1}	Y'_i	Y'_{i+1}	Y'_{m-1}	
o	=	—											$= N_o$
1	—	=	—										$= N_1$
i — 1		—	=	—									$= N_{i-1}$
i			—	=	—								$= N_i$
i + 1				—	=	—							$= N_{i+1}$
m — 1					—	=							$= N_{m-1}$
o'							=	—					$= N'_o$
1'							—	=	—				$= N'_1$
(i — 1)'								—	=	—			$= N'_{i-1}$
i'									—	=	—		$= N'_i$
(i + 1)'										—	=	—	$= N'_{i+1}$
(m — 1)'											—	=	$= N'_{m-1}$

Wir gelangen also zu dem äußerst einfachen Resultat zweier voneinander unabhängiger Systeme dreigliedriger Gleichungen.

Hinsichtlich der zahlenmäßigen Bestimmung der [ik]-Werte, der rechten Seiten N bzw. N' und, nach Ermittlung der Unbekannten Y und Y', der Berechnung der übrigen statischen Größen S verweise ich auf das bereits im Abschnitt II Gesagte.

Kapitel V.

Die Berechnung des allseits verspannten Stockwerkrahmens.

In diesem Abschnitte wollen wir den Übergang von dem System B 1 (Abb. 3) zu dem allseits verspannten Stockwerkrahmen (Abb. 1) zeigen. Das System B 1 dient als statisch unbestimmtes Hauptsystem. Im ganzen haben wir dann $m(n + 1)$ neu hinzutretende Unbekannte; als statisch unbestimmte Größen wählen wir die Momente an den Stützenfüßen.

Die Momentenflächen für die Zustände $Y_{0i} = -1$, $Y_{1i} = -1$ usw. bis $Y_{ni} = -1$ erstrecken sich wieder nur über die Stäbe des i-ten und des $(i + 1)$ten Stockwerkes. Der Aufbau der quadratischen Matrix dieser $m(n + 1)$ Elastizitätsgleichungen hat dann folgendes Aussehen (siehe Seite 708).

Man erkennt, daß die Anzahl der [..]-Werte in einer Reihe lediglich von der Größe der Zahl n abhängt, während die gesamte Anzahl der zu ermittelnden [..]-Werte sowohl von n als auch von m abhängig ist.

Besitzt das System Symmetrie zur Mitte, so empfiehlt sich wieder folgende Wahl der statisch unbestimmten Größen:

$$Y_{0i} = \frac{M_{0i} + M_{ni}}{2}$$

$$Y_{1i} = \frac{M_{1i} + M_{(n-1)\,i}}{2}$$

usw.

$$Y'_{0i} = \frac{M_{0i} - M_{ni}}{2}$$

$$Y'_{1i} = \frac{M_{1i} - M_{(n-1)\,i}}{2}$$

usw.,

wobei unter M die Stützenfußmomente verstanden sind, die wir in Abb. 20 mit Y bezeichnet haben.

Die Momentenflächen für die Zustände $Y = -1$ werden dann wieder symmetrisch, während die für $Y' = -1$ eine antisymmetrische Form aufweisen. Die $m(n + 1)$ Elastizitätsgleichungen spalten sich infolge dieser Wahl der Unbekannten in zwei voneinander unabhängige Gleichungsgruppen, von denen jede den Aufbau des für den allgemeinen (unsymmetrischen) Fall aufgestellten Schemas hat, jedoch nur die halbe Anzahl von Gleichungen aufweist.

Bei den üblichen Gebäuden, besonders wenn diese symmetrisch ausgeführt werden, läßt sich eine genaue Auflösung dieser Elastizitätsgleichungen zahlenmäßig noch recht gut durchführen.

So erhalten wir z. B. für ein modernes Hochhaus nach Abb. 21 unter der Voraussetzung, daß Symmetrie zur Mitte vorliegt, zwei voneinander unabhängige Gruppen von je 16 sechsgliedrigen Gleichungen, deren Lösungen z. B. mit dem von Müller-Breslau für siebengliedrige Gleichungen

$n(m-1)$	$(n-1)(m-1)$	$r(m-1)$	$(r-1)(m-1)$	$1(m-1)$	$0(m-1)$	$n(i+1)$	$(n-1)(i+1)$	$r(i+1)$	$(r-1)(i+1)$	$1(i+1)$	$0(i+1)$	ni	$(n-1)i$	ri	$(r-1)i$	$1i$	$0i$	$n(i-1)$	$(n-1)(i-1)$	$r(i-1)$	$(r-1)(i-1)$	$1(i-1)$	$0(i-1)$	$n1$	$(n-1)1$	$r1$	$(r-1)1$	11	01	$n0$	$(n-1)0$	$r0$	$(r-1)0$	10	00	
																								|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	Y_{00}
																								|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	Y_{10}
																								|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	$Y_{(r-1)0}$
																								|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	Y_{r0}
																								|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	$Y_{(n-1)0}$
																								|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	Y_{n0}
																		|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	Y_{01}
																		|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	Y_{11}
																		|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	$Y_{(r-1)1}$
																		|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	Y_{r1}
																		|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	$Y_{(n-1)1}$
																		|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	Y_{n1}
												|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|							$Y_{0(i-1)}$
												|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|							$Y_{1(i-1)}$
												|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|							$Y_{(r-1)(i-1)}$
												|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|							$Y_{r(i-1)}$
												|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|							$Y_{(n-1)(i-1)}$
												|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|							$Y_{n(i-1)}$
						|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|													Y_{0i}
						|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|													Y_{1i}
						|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|													$Y_{(r-1)i}$
						|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|													Y_{ri}
						|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|													$Y_{(n-1)i}$
						|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|													Y_{ni}
|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|																			$Y_{0(i+1)}$
|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|																			$Y_{r(i+1)}$
|	|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|																			$Y_{(r-1)(i+1)}$
|	|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|																			$Y_{r(i+1)}$
|	|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|																			$Y_{(n-1)(i+1)}$
|	|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|																			$Y_{n(i+1)}$
|	|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|																									$Y_{0(m-1)}$
|	|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|																									$Y_{1(m-1)}$
|	|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|																									$Y_{(r-1)(m-1)}$
|	|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|																									$Y_{r(m-1)}$
|	||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|																									$Y_{(n-1)(m-1)}$
||	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|	|																									$Y_{n(m-1)}$
$= N_{n(m-1)}$	$= N_{(n-1)(m-1)}$	$= N_{r(m-1)}$	$= N_{(r-1)(m-1)}$	$= N_{1(m \mp 1)}$	$= N_{0(m-1)}$	$= N_{n(i+1)}$	$= N_{(n-1)(i+1)}$	$= N_{r(i+1)}$	$= N_{(r-1)(i+1)}$	$= N_{1(i+1)}$	$= N_{0(i+1)}$	$= N_{ni}$	$= N_{(n-1)i}$	$= N_{ri}$	$= N_{(r-1)i}$	$= N_{1i}$	$= N_{0i}$	$= N_{n(i-1)}$	$= N_{(n-1)(i-1)}$	$= N_{r(i-1)}$	$= N_{(r-1)(i-1)}$	$= N_{1(i-1)}$	$= N_{0(i-1)}$	$= N_{n1}$	$= N_{(n-1)1}$	$= N_{r1}$	$= N_{(r-1)1}$	$= N_{11}$	$= N_{01}$	$= N_{n0}$	$= N_{(n-1)0}$	$= N_{r0}$	$= N_{(r-1)0}$	$= N_{10}$	$= N_{00}$	

aufgestellten Rechenschema verhältnismäßig leicht und übersichtlich ausgeführt werden kann. Bedenkt man, daß dieses System 72-fach statisch unbestimmt ist, also zu den sehr hochgradig statisch unbestimmten Systemen zählt, so muß man diese Lösungsmethode als recht elegant und einfach bezeichnen.

Wird der Wert n groß (z. B. 5, 6, 7 usw.), so gestaltet sich die strenge Lösung der entstehenden Elastizitätsgleichungen schon erheblich schwieriger. In diesem Fall empfiehlt es sich, noch eine bzw. mehrere weitere Berechnungsstufen einzuschalten.

Zum Beispiel soll der in Abb. 22 dargestellte unsymmetrische Stockwerkrahmen berechnet werden.

Wir wählen die Unbekannten so, daß das statisch unbestimmte Hauptsystem bereits aus zwei mehrstieligen Stockwerkrahmen besteht (vgl. Abb. 23).

Die Berechnung des statisch unbestimmten Hauptsystems erfolgt auf die eben angegebene Weise. Zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen Y stehen uns nun neun Gleichungen mit neun Unbekannten zur Verfügung.

Ist das System symmetrisch zur Mitte, so läßt sich durch eine besondere Wahl der statisch unbestimmten Größen, entsprechend den bisher bei Symmetrie verwendeten Ansätzen, die Rechenarbeit noch vereinfachen.

Abb. 21.

Abb. 22.

Abb. 23.

Wird bei einer sehr großen Zahl der statisch unbestimmten Größen die erforderliche Rechenarbeit allzu groß oder will man sich aus irgendwelchen Gründen nur auf eine überschlägliche Berechnung beschränken (z. B. für den ersten Rechnungsgang), so empfiehlt es sich, von folgendem Rechnungsverfahren Gebrauch zu machen.

Wie man wohl sofort übersieht, werden die Momentenflächen für irgendeinen Zustand $Y = -1$ sehr rasch kleiner, je weiter man sich von dem belasteten Teil entfernt. Infolgedessen werden auch die [..]-Werte immer kleiner werden, je weiter sie von der Hauptdiagonale der quadratischen Matrix entfernt sind. Es liegt nun nahe, diese kleinen [..]-Werte zu vernachlässigen und so näherungsweise zu einer einfacheren Lösung der Elastizitätsgleichungen zu gelangen.

Anhang:

Durchrechnung eines Zahlenbeispieles[7]).

Die praktische Anwendung der in den bisherigen Abschnitten ausgeführten Rechnungsverfahren soll jetzt an einem Zahlenbeispiel gezeigt werden, und zwar wählen wir hierzu den in Abb. 24 dargestellten vierstieligen symmetrischen Stockwerkrahmen. Dieses Tragwerk wollen wir sowohl als System A 1, A 2, B 1 und B 2, als auch als allseits verspannten Stockwerkrahmen durchrechnen.

In der Abb. 24 sind in der linken Hälfte die Trägheitsmomente J der einzelnen Stäbe eingetragen, die Zahlen in der rechten Hälfte sind die reduzierten Längen $l' = l\,\frac{J_c}{J}$ der einzelnen Stäbe und darunter in Klammern die Werte $\frac{l'}{3}$, die in der Berechnung recht häufig vorkommen.

Hinsichtlich der Vorzeichen der Biegungsmomente wollen wir vereinbaren, daß alle diejenigen Momente, die an der gestrichelten Stabseite Zug erzeugen, als positiv, die anderen als negativ in die Rechnung eingeführt werden.

[7]) Die Kontrolle der Zahlenwerte dieses Beispieles hat Herr Dipl.-Ing. O. Stahl nach den in meiner Abhandlung: „Über Rechenproben bei der Berechnung vielfach statisch unbestimmter Systeme" (diese Zeitschrift, 1925, S. 554—559) angegebenen Verfahren durchgeführt.

Raummangels halber sind nur die wichtigsten Daten der Zahlenrechnung angegeben. Ebenso sind als Belastungszustände hier nur betrachtet:

1. Eigengewicht: für das untere Stockwerk $g_1 = 2{,}1$ t/m, für die beiden anderen Stockwerke $g_2 = g_3 = 1{,}4$ t/m,
2. Winddruck: $w = 0{,}625$ t auf 1 m Höhe.

Für andere Belastungszustände ist die Berechnung entsprechend durchzuführen.

Abb. 24.

Abschnitt 1.

Das Tragwerk (Abb. 24) ist als System A 1 ausgebildet.

Als statisch unbestimmte Größen wählen wir die Momente X_1, X_2 und X_3 in den steifen Knotenpunkten 31, 32 und 33 (vgl. Abb. 6.) Die Momentenfläche für einen Zustand $X = -1$ erstreckt sich nur über die Stäbe des betreffenden Stockwerks; da nun in jedem Riegel die Trägheitsmomente auf die gesamte Länge konstant sind, so sind die Momentenflächen für alle drei Zustände $X = -1$ einander gleich, und zwar ergeben sie sich durch einfaches Ansetzen einer Clapeyronschen Gleichung (vgl. Abb. 25).

Abb. 25. Momentenfläche infolge Zustand $X = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem.

Abb. 26. Momentenfläche infolge Eigengewicht am Grundsystem.

Somit erhalten wir die [..]-Werte der quadratischen Matrix zu:

$$[11] = +2 \cdot 3{,}886\,816 + 0{,}758\,679\,(2{,}0 - 0{,}178\,571) = +\ 9{,}155\,512$$
$$[22] = +2 \cdot 6{,}163\,708 + 1{,}66 \ldots (2{,}0 - 0{,}178\,571) = +15{,}363\,130$$
$$[33] = +2 \cdot 20{,}833 \ldots + 1{,}66 \ldots (2{,}0 - 0{,}178\,571) = +44{,}702\,381$$

Ermittlung der Belastungsglieder Z_1 bis Z_3:

1. für Eigengewicht:

Die Momentenfläche für Eigengewicht am Grundsystem (vgl. Abb. 7) läßt sich sofort angeben (Abb. 26).

Damit ergeben sich die Z-Werte zu:

$$Z_1 = -2\,[0{,}758\,679 \cdot 3{,}125\,g_1\,(1{,}0 - 0{,}178\,571) - 0{,}910\,415 \cdot 4{,}5\,g_1 \cdot 0{,}178\,571]$$
$$= -2{,}431\,839\,g_1$$
$$Z_2 = -2\,[1{,}66 \ldots \cdot 3{,}125\,g_2\,(1{,}0 - 0{,}178\,571) - 2{,}0 \cdot 4{,}5\,g_2 \cdot 0{,}178\,571]$$
$$= -5{,}342\,262\,g_2$$
$$Z_3 = -5{,}312\,262\,g_3$$

Abb. 27. Momentenfläche infolge Eigengewicht am System A 1.

2. für Winddruck:

Die Momentenfläche für den Winddruck w an dem Grundsystem haben wir bereits in Abb. 12 dargestellt. Wir brauchen jetzt nur noch die Zahlenwerte einzusetzen und erhalten:

$$\frac{w\,h_1^2}{8} = \frac{w\,h_2^2}{8} = \frac{w\,h_3^2}{8} = 2\,w$$
$$w\,(h_2 + h_3)\,h_1 + \frac{w\,h_1^2}{2} = 40\,w$$
$$w\,h_2\,h_3 + \frac{w\,h_2^2}{2} = 24\,w$$
$$\frac{w\,h_3^2}{2} = 8\,w$$

Damit errechnen sich nun die Z-Werte wie folgt:

$$Z_1 = -3{,}886\,816\,(40\,w + 2\,w) - 0{,}758\,679 \cdot \frac{40\,w}{2}\,(2{,}0 - 0{,}178\,571)$$
$$= -190{,}883\,857\,w$$
$$Z_2 = -6{,}163\,708\,(24\,w + 2\,w) - 1{,}66 \ldots \cdot \frac{24\,w}{2}\,(2{,}0 - 0{,}178\,571)$$
$$= -196{,}685\,007\,w$$
$$Z_3 = -20{,}833 \ldots (8\,w + 2\,w) - 1{,}66 \ldots \cdot \frac{8\,w}{2}\,(2{,}0 - 0{,}178\,571)$$
$$= -220{,}476\,19\,w$$

Nach Ermittlung der Z-Werte ergeben sich die Unbekannten sehr einfach zu:

$$X_i = \frac{Z_i}{[i\,i]}.$$

Wir erhalten:

1. infolge Eigengewicht, wenn wir für g die betreffenden Werte einsetzen:

$$X_1 = -0{,}265\,615\,g_1 = -0{,}557\,792\text{ tm}$$
$$X_2 = -0{,}347\,732\,g_2 = -0{,}486\,825\ „$$
und
$$X_3 = -0{,}119\,50\,g_3 = -0{,}167\,30\ „$$

2. infolge Wind, wenn wir $w = 0{,}625$ t/m einsetzen:

$$X_1 = -20{,}849\,103\,w = -13{,}030\,689\text{ tm}$$
$$X_2 = -12{,}802\,404\,w = -8{,}001\,503\ „$$
$$X_3 = -4{,}932\,09\,w = -3{,}082\,556\ „$$

Die Momentenflächen für Eigengewicht und Winddruck am statisch unbestimmten Hauptsystem sind fortgelassen. Sie ergeben sich genau wie die für die Zustände X = — 1 (Abb. 25) durch Ansetzen Clapeyronscher Gleichungen. Mit Hilfe dieser Flächen und der eben berechneten X-Werte erhalten wir nach dem Superpositionsgesetz die endgültigen Momentenflächen (Abb. 27 und 28). Die Dimension der angeschriebenen Zahlenwerte ist stets tm.

Abb. 28. Momentenfläche infolge Winddruck am System A 1.

Abschnitt 2.

Das Tragwerk (Abb. 24) ist als System A 2 ausgebildet.

Zur Berechnung dieses Systems wählen wir das im Abschnitt 1 behandelte System A 1 als statisch unbestimmtes Hauptsystem. Als Unbekannte seien in die Rechnung eingeführt (vgl. Abb. 19):

$$Y_0 = \frac{M_0^l + M_0^r}{2} \qquad Y_0' = \frac{M_0^l - M_0^r}{2}$$
$$Y_1 = \frac{M_1^l + M_1^r}{2} \qquad Y_1' = \frac{M_1^l - M_1^r}{2}$$
$$Y_2 = \frac{M_2^l + M_2^r}{2} \qquad Y_2' = \frac{M_2^l - M_2^r}{2}$$

Die Momentenflächen für die Zustände Y = — 1 und Y' = — 1 ergeben sich ebenso einfach wie die für Eigengewicht und Winddruck im vorigen Abschnitt. Im folgenden sei die Berechnung beispielsweise für den Zustand $Y_1 = -1$ durchgeführt. Die Ermittlung der Momentenflächen für die übrigen Zustände erfolgt dann in entsprechender Weise.

Abb. 29. Momentenfläche für den Zustand $Y_1 = -1$ am Grundsystem.

Die Momentenfläche für den Zustand $Y_1 = -1$ am Grundsystem ist in Abb. 29 dargestellt. Mit Hilfe dieser und der in Abb. 25 dargestellten Momentenfläche können wir nun sofort anschreiben:

$$Z_1 = -0{,}758\,679\,(2{,}0 - 0{,}178\,571) = -1{,}381\,881$$
$$Z_2 = +6{,}163\,708$$
$$Z_3 = 0.$$

Daraus ergibt sich dann:

$$X_1 = -0{,}150\,935$$
$$X_2 = +0{,}401\,201$$
$$X_3 = 0.$$

Momentenfläche am System A 1 infolge Zustand:

Abb. 30. Abb. 31. Abb. 32. Abb. 33. Abb. 34. Abb. 35.

Abb. 30—35.

Die Momentenfläche für den Zustand $Y_1 = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem zeigt dann Abb. 31. Ebenso errechnen sich die anderen Momentenflächen für die Zustände $Y = -1$ und $Y' = -1$ (Abb. 30, 32 bis 35).

Auf Grund dieser Flächen[8]) lassen sich nun die [..]-Werte der beiden dreigliedrigen Gleichungen — unter Benutzung des Reduktionssatzes — leicht und schnell ermitteln. Wir erhalten:

$[11] = +3{,}886\,816\,(2{,}0 - 0{,}424\,534) = +6{,}123\,549$

$[12] = +3{,}886\,816 \cdot 0{,}150\,935 = +0{,}586\,654$

$[13] = 0$

$[22] = +0{,}758\,679\,(2 \cdot 0{,}849\,065 - 0{,}151\,619) + 6{,}163\,708\,(2{,}0 - 0{,}401\,201)$
$= +11{,}027\,835$

$[23] = +6{,}163\,708 \cdot 0{,}197\,597 = +1{,}217\,933$

$[33] = +1{,}66\ldots(2 \cdot 0{,}802\,403 - 0{,}143\,286) + 20{,}833\ldots(2{,}0 - 0{,}466\,045)$
$= +34{,}393\,257.$

Die Elastizitätsgleichungen erscheinen dann in der Form:

	Y_0	Y_1	Y_2	
0	+ 6,123 549	+ 0,586 654	—	$= N_0$
1	+ 0,586 654	+ 11,027 835	+ 1,217 933	$= N_1$
2	—	+ 1,217 933	+ 34,393 257	$= N_2$

8) Die entsprechenden Flächen am Grundsystem sind nicht angegeben. Sie lassen sich jedoch sofort anschreiben.

Ebenso lassen sich die [..]'-Werte ermitteln; die zugehörigen Elastizitätsgleichungen ergeben sich zu:

	Y_0'	Y_1'	Y_2'	
0'	+ 24,601 166	— 1,280 271	—	$= N_0'$
1'	— 1,280 271	+ 41,075 02	— 2,8125	$= N_1'$
2'	—	— 2,812 5	+ 130,625	$= N_2'$

Die Auflösung dieser beiden dreigliedrigen Gleichungsgruppen erfolgt hier zweckmäßig mit Hilfe von Determinanten. Wir geben im folgenden gleich die zugehörigen β-Tafeln an.

β-Tafel.

	N_0	N_1	N_2
$Y_0 =$	+ 0,164 144	— 0,008 766	+ 0,000 310
$Y_1 =$	— 0,008 766	+ 0,091 504	— 0,003 240
$Y_2 =$	+ 0,000 310	— 0,003 240	+ 0,029 190

β'-Tafel.

	N_0'	N_1'	N_2'
$Y_0' =$	+ 0,040 715	+ 0,001 271	+ 0,000 027
$Y_1' =$	+ 0,001 271	+ 0,024 421	+ 0,000 526
$Y_2' =$	+ 0,000 027	+ 0,000 526	+ 0,007 666 8

Abb. 36. Momentenfläche infolge Eigengewicht am System A 2.

Abb. 37. Momentenfläche infolge Winddruck am System A 2.

Als nächster Schritt käme jetzt die Berechnung der Belastungsglieder N und N'. Für Eigengewicht erhalten wir durch Kombination der Momentenflächen in Abb. 30 bis 35 mit der in Abb. 26 dargestellten die Werte:

$$N_0 = +2\,[0\,758\,679 \cdot 3{,}125\, g_1 (0{,}424\,534 - 0{,}075\,81) - 0{,}910\,415 \cdot 4{,}5\, g_1 \cdot 0{,}075\,81] = +1{,}032\,4\, g_1$$

$$N_1 = +2\,[0{,}758\,679 \cdot 3{,}125\, g_1 (0{,}849\,065 - 0{,}151\,619) - 0{,}910\,415 \cdot 4{,}5\, g_1 \cdot 0{,}151\,619]$$
$$+ 2\,[1{,}66 \ldots \cdot 3{,}125\, g_2 (0{,}401\,201 - 0{,}071\,643) - 2{,}0 \cdot 4{,}5\, g_2 \cdot 0{,}071\,643]$$
$$= +2{,}064\,789\, g_1 + 2{,}143\,324\, g_2$$

$$N_2 = +2\,[1{,}66 \ldots \cdot 3{,}125\, g_2 (0{,}802\,403 - 0{,}143\,286) - 2{,}0 \cdot 4{,}5\, g_2 \cdot 0{,}143\,286]$$
$$+ 2\,[1{,}66 \ldots \cdot 3{,}125\, g_3 (0{,}466\,045 - 0{,}083\,401) - 2{,}0 \cdot 4{,}5\, g_3 \cdot 0{,}083\,401]$$
$$= +4{,}286\,648\, g_2 + 2{,}484\,663\, g_3$$

$$N_0' = N_1' = N_2' = 0.$$

Für Winddruck seien hier nur die Endwerte angegeben. Wir erhalten:

$$N_0 = -\ 4{,}473\,340\ w \qquad N_0' = -274{,}361\,661\ w$$
$$N_1 = -\ 8{,}554\,997\ w \qquad N_1' = -254{,}692\,772\ w$$
$$N_2 = -24{,}685\,187\ w \qquad N_2' = -310{,}833 \ldots w$$

Diese N-Werte werden nun mit den zugehörigen β-Werten multipliziert und die so entstandenen Produkte einer Zeile für sich addiert. Dies ergibt dann die Unbekannten Y und Y'. Der Kürze halber sollen hier auch nur die Endwerte angegeben werden, wir erhalten:

Für Eigengewicht:

$$Y_0 = +0{,}151\,361\, g_1 - 0{,}017\,458\, g_2 + 0{,}000\,771\, g_3 = +0{,}294\,496 \text{ tm}$$
$$Y_1 = +0{,}179\,886\, g_1 + 0{,}182\,232\, g_2 - 0{,}008\,051\, g_3 = +0{,}621\,514 \text{ „}$$
$$Y_2 = -0{,}006\,370\, g_1 + 0{,}118\,183\, g_2 + 0{,}072\,528\, g_3 = +0{,}253\,618 \text{ „}$$
$$Y_0' = Y_1' = Y_2' = 0,$$

und für Winddruck:

$$Y_0 = -\ 0{,}666\,938\ w = -0{,}416\,836 \text{ tm}$$
$$Y_1 = -\ 0{,}663\,612\ w = -0{,}414\,758 \text{ „}$$
$$Y_2 = -\ 0{,}694\,233\ w = -0{,}433\,896 \text{ „}$$
$$Y_0' = -11{,}502\,73\ w = -7{,}189\,206 \text{ „}$$
$$Y_1' = -\ 6{,}732\,063\ w = -4{,}207\,539 \text{ „}$$
$$Y_2' = -\ 2{,}524\,533\ w = -1{,}577\,833 \text{ „}$$

Mit Hilfe des Superpositionsgesetzes ergeben sich dann leicht die gesamten Momentenflächen für Eigengewicht und Winddruck (Abb. 36 und 37). (Schluß folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Technische Vorträge

gehalten auf der Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in München am 20. Juli 1925.

1. Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues.

Von Geheimen Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Brix.

Wenn ich heute von Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues spreche, so tue ich dies unter dem Eindrucke einer amerikanischen Reise, die ich im April d. Js. behufs Teilnahme am internationalen Städtebaukongreß in New York unternommen habe und bei welcher Gelegenheit ich mich über das amerikanische Straßenbauwesen informierte.

Innerhalb des zeitlich gegebenen Rahmens muß ich es mir versagen, alle Sonderverfahren des Straßenbaues zu besprechen, worüber mir zum Teil noch in letzter Stunde viel Material zugegangen ist. Eine Menge von Prospekten und Beschreibungen von Sonderverfahren nebst Zeugnissen, sowie Hinweise auf besondere Baustoffe sind darunter. Nach Möglichkeit habe ich deren Inhalt verwertet. Ich danke den Herren Einsendern für ihre Mühe, die sie sich gegeben haben. Es ist, wie gesagt, unmöglich, darauf einzugehen. Die Geschäftsführung der Studiengesellschaft erteilt aber auf schriftliche Anfrage hin gerne jede gewünschte Auskunft.

Ich muß mich auf die bekanntesten und erfolgreichsten Straßenherstellungsweisen nach ihren wesentlichen Merkmalen, unbekümmert um all die verschiedenen Extranamen und Bezeichnungen, die ihnen beigelegt werden, beschränken, bringe Ihnen natürlich recht viel Bekanntes, während sich das Ergebnis der Beurteilung für ihre Eignung zum Automobilbetrieb zusammensetzt aus offiziellen Berichten, sowie mitgeteilten Erfahrungsergebnissen und aus der persönlichen Meinung, die ich mir auf Grund solcher Nachrichten im Zusammenhang mit meinen persönlichen Wahrnehmungen und Erfahrungen gebildet habe.

Ich benutze hierbei, sowie bei einer Anzahl hernach folgenden Lichtbilder die in diesem Jahre im Zementverlage erschienenen Veröffentlichungen, namentlich das ausgezeichnete Büchlein von Prof. Kleinlogel über „Nordamerikanische Betonstraßen", die ausführlichen Reiseberichte von Baurat Dr. Riepert über „Automobilstraßen in Amerika", „Betonstraßen in Amerika" und das „oberitalienische Automobilstraßennetz", ferner das Büchlein von Oberbaurat Reiner „Der gegenwärtige Stand des Kraftwagenverkehrs und des Baues von Kraftwagenstraßen" und die vom Zementverlag herausgegebene Abhandlung „Automobilversuchsstraßen in Nordamerika und ihre Ergebnisse", außerdem verschiedene amerikanische Originalberichte, insbesondere der Straßenbauabteilung der Regierungsstelle für öffentliche Arbeiten und Bauten des Staates Illinois, wobei namentlich auf den Bericht Nr. 21 über die Bates Versuchsstraße hinzuweisen ist, ferner den demnächst im Druck erscheinenden Reisebericht des Herrn Stadtbaurats Jentsch über „Aussichten und Aufgaben für den deutschen Straßenbau", Ergebnisse einer Studienreise durch Holland, England, Frankreich und Schweiz im Mai d. Js. und einer sehr eingehenden Schrift des Herrn Regierungsbaumeisters Dr. Karl Haller: „Übersicht über den Stand des amerikanischen Straßenbauwesens — unter Beschränkung auf den Bau von Beton- und bituminösen Decken — bearbeitet für die deutsche Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau". Schließlich sei noch ein Hinweis auf die Zeitschriften „Verkehrstechnik", „Der Bauingenieur",

Zement", „Engineering News-Record", „Asphalt- und Teerindustrie-
itung", „Steinbruch und Sandgrube", „Kraft und Verkehr", „Die
d. I.-Nachrichten", die „Deutsche und die Süddeutsche Bauzeitung",
Das technische Gemeindeblatt", „Das Zentralblatt der Bauver-
altung" gestattet, um nur einige der wichtigsten zu nennen.

Manche glauben von einer Psychose sprechen zu können, welche
as Volk ergriffen habe, wenn es fordere, daß nun im großen Maßstabe
traßen besser unterhalten und so verändert oder neu hergestellt
erden, daß sie einen befriedigenden Automobilverkehr erlauben.
ber von Psychose kann in Wirklichkeit keine Rede sein; lediglich
e unerbittliche Notwendigkeit, im ganzen Volksinteresse dem
utomobilverkehr diejenigen Bahnen zu verschaffen, welche ihn be-
higen, ohne Schädigung von Gesundheit und Volksvermögen und
nter Vermeidung von Gefahren und Schädigungen des einzelnen
eine Aufgabe durchzuführen, ist es, welche gebieterisch eine andere
traßenwirtschaft fordert.

Es steht für die überwiegende Mehrzahl der Straßenbaufach-
änner und der Nutznießer der Straße fest, daß die gewöhnliche
Schotterstraße für den neuzeitlichen Verkehr absolut unzureichend ist.

Von einer jeden guten Straße muß ein tragfähiger trockener
der trocken gelegter Untergrund, ein fester Unterbau oder Fundament
nd darüber eine widerstandsfähige, wenig Staub und Schmutz ab-
ebende Fahrbahn gefordert werden. Die alten römischen Staatsstraßen
nd diesen Ansprüchen gerecht gewesen und mit ihrem festen Unterbau
nd der aus Beton oder aus mächtigen Quadern bestehenden Fahrbahn
ürden sie heute noch höchsten Ansprüchen genügen. Ich erinnere an
ie von Rom ausgehende Via Apia, von römischen Schriftstellern die
Königin der Straßen genannt, die heute noch in einzelnen Strecken
rhalten ist und benutzt wird. Ich weise ferner auf die ausgegrabenen
ömischen Stadtstraßen z. B. in Pompeji und Timgad hin, die uns ein
Bild von der guten Bauart dieser 2000 jährigen Straßen geben.

Der große Bedarf an Material und Arbeitskraft, den die römische
Straße erfordert, ermöglichten ihre spätere Nachahmung nicht mehr,
nd als Mac Adam und Tresaguet anfangs des 19. und Ende des 18.
ahrhunderts ihre Bauweisen, jener die Macadambauweise, dieser die
Schotterstraße mit Packlage als Grundbau, einführten, haben sie
icherlich eine große Tat vollbracht, da sich hierauf fußend ein guter
Landstraßenbau ausbilden konnte. Auf die Herstellung möglichst
ichter Schotterdecken aus widerstandsfähigstem Kleinschlag wurde
mmer mehr Aufmerksamkeit verwendet. Aber auch die unter Wasser-
usatz bestgewalzte Schotterdecke, welcher zur Ausfüllung der Hohl-
äume und zur guten Verteilung die richtigen Bindemittel in Gestalt
von Kies, Grus und Splitt in der passenden Menge zugesetzt worden
ind, widersteht nicht den Angriffen der schnellfahrenden Automobile,
inschließlich der ganz schweren Lastautos. Große Staubmengen
verden erzeugt, die Schottersteine lockern sich und werden teils durch
Stoß, teils durch Saugkraft aus dem Verbande herausgerissen. Mit
ler Staubbekämpfung durch Oberflächenteerung setzte Anfang dieses
Jahrhunderts die Straßenverbesserung ein; statt der Wasserzugabe
beim Walzen erfolgte die Zugabe von Teer und Bitumen oder eines
Gemisches beider, sei es durch das Tränkungsverfahren oder durch
Herstellung von durch Teer und Bitumen umhüllten Schotter durch
lie Innenteerung, wobei wir von Teer-, Bitumen- und Asphaltmacadam
uch Asphaltbeton sprechen. Es wurden die Verfahren auf warmem
und kaltem Wege ausgebildet und vor etwa 40 Jahren zeigte uns
Gravenhorst die Herstellung des Kleinpflasters. Ein wenig später
wurden Zementbetonstraßen ausgeführt, die aber in den Städten
vom Stampf- und Gußasphalt und von Holzpflaster, sämtlich auf
Betonfundament ruhend, völlig verdrängt wurden. Aus der Stampf-
und Gußasphaltdecke leiteten sich die Walz- und Sandasphaltverfahren
ab, wobei als Rohstoff das aus der Destillation des Rohpetroleums
stammende Petrolpech, namentlich als Mexikobitumen, in steigendem
Maße zur Verwendung kommt. — Das Bestreben, möglichst unab-
hängig von der Witterung dem Straßenkörper Bitumen einverleiben
zu können, führte zu dem Verfahren der Beigabe von Teer und Bitumen
in Form von Emulsion. Ich führe in dieser Beziehung die Namen
Askolit, Vialit und Kiton an. — Dr. Deidesheimer hat das System
einer Großschotterstraße mit Schwerwalzbetrieb in die Praxis einge-
führt, ein Mittelding zwischen Schotter und Pflasterdecke. In den
letzten Jahren haben aber namentlich die Betonstraße in Nord-
amerika und die Bitumendecke in den verschiedensten Ausführungen,
namentlich in England, eine außerordentliche Ausdehnung erfahren.
Sie sind neben dem Kleinpflaster wohl als die Straßen der Zukunft
zu bezeichnen.

Es folgt nun eine Reihe von Lichtbildern, die einige Straßen-
herstellungsweisen zeigen: darunter Lichtbilder der Gesellschaft für
Teerstraßenbau m. b. H., Essen und der Firma Dyckerhoff & Wid-
mann, Bieberich a. Rh.

Aus diesen Lichtbildern geht hervor, daß die Einführung zeit-
gemäßer Maschinen für den Bau von Straßen eine außerordentliche
Bedeutung hat, ja, daß durch diese allein in Verbindung mit zweck-
mäßigen Arbeitsdispositionen der Straßenbau auf die notwendige in
technischer und wirtschaftlicher Hinsicht leistungsfähige Höhe ge-
bracht werden kann. Die weiterhin zur Vorführung gebracht werdenden
Filme werden einen weiteren Beweis dafür abgeben.

Das Ergebnis einer Rundfrage des deutschen Straßenbau-
verbandes über die gemachten Erfahrungen mit dem Bauen neuzeit-
licher Straßendecken ist im allgemeinen noch ein recht mäßiges ge-
wesen. Es ist eben alles noch im Fluß und in der praktischen Aus-
wirkung, und so lange dieses der Fall ist, kann auch die Studiengesell-
schaft eine gute Tätigkeit entfalten.

Nach den erhaltenen Auskünften ist hartes Steinpflaster mit
Fugenverguß bei gutem Unterbau dem schwersten Verkehr gewachsen,
wobei der allgemeine Grundsatz zu beachten ist, daß der neuzeitliche
Verkehr eine möglichst ebene Oberfläche verlangt; Reihenpflaster ist
deshalb dem Kopfsteinpflaster vorzuziehen. In feuchtem Klima und
in Steigungen wird Basalt und Ilseder Schlackenstein, wohl Schlacken-
stein überhaupt, zu glatt.

Das Holzpflaster, welches sich besonders in Bremen bewährt
hat, wird zweckmäßig als Brückenbelag angewandt. Einschaltend
weise ich hier auf eine Veröffentlichung des Landesbaurats Henning
im Bauingenieur, Heft 12, Jahrg. 1925 hin, durch die für Brücken
die Anwendung von Hanfseil- und Hanfgurtdecken als Straßenbelags-
decke empfohlen wird.

Das Kleinpflaster hat sich für mittleren und schweren Verkehr
sehr bewährt und erfordert bis jetzt die geringsten Unterhaltungs-
kosten. Bitumenverguß möchte ich hierbei besonders empfehlen.

Die gewöhnlichen Oberflächenteerungen und ähnliche Verfahren
sind nach den Auskünften nur mittlerem Verkehr gewachsen, und
für feuchte, sowie schattige Straßen ungeeignet. Immerhin wird bei
jährlich ein- bis zweimaliger Teerung die Dauer der Schüttung ver-
doppelt.

Bei Innenteerungen und bituminösen Ausführungen ist die
Lebensdauer der Straßen gegenüber der wassergebundenen Schotter-
decke im allgemeinen die vierfache. Einige patentierte Verfahren sollen
auch schwerstem Verkehr gewachsen sein. Dauernde Ausbesserungen sind
nicht zu umgehen. Sowohl Asphaltmacadam als Teerpechmacadam
haben Erfolge aufzuweisen, auch das Kaltasphaltverfahren. Es sind
aber auch ungünstiger lautende Urteile eingegangen, weshalb es noch
eingehenderer Erfahrungen bedarf. Das gleiche ist der Fall bei der
Verwendung von kaltem Teer und Bitumenemulsion, worüber von
anderer Seite zum Teil recht günstige Erfahrungen gemeldet werden. —

Über Betonstraßen liegen in Deutschland nur wenig Erfahrungen
vor. Die älteren Betonstraßen, z. B. das Kieserlingpflaster, haben
manche Mißerfolge aufzuweisen gehabt. In den meisten Verwaltungen
ist Klein- und Großpflaster in beträchtlichem Umfange vorgesehen.
Oberflächenteerungen sollen in mehreren Provinzen ausgeführt werden.
Betonstraßen mit und ohne Eiseneinlagen sind im Staate Sachsen
und in Anhalt geplant, während Asphaltstraßen verschiedener Aus-
führungen in Brandenburg, in Bayern, in der Rheinprovinz, in Wies-
baden, Hessen, Oberschlesien, Westfalen und anderen Orten vorgesehen
sind. Teermacadamverfahren werden in Wiesbaden, Hannover, Cassel
u. a. Orten ausgeführt werden. An diese Ausführungen werden sich
weitere Erfahrungen knüpfen; namentlich aber werden uns die Ergeb-
nisse der ausgeführten Versuchsstraßen im Aus- und Inlande und die
Erfahrungen wertvoll sein, welche die im Auslande hergestellten
neuen Automobilstraßen, u. a. auch die neue Automobilstraße von
Mailand nach den oberitalienischen Seen, welche der tatkräftigen
Initiative des Ingenieurs Puricelli ihre Entstehung verdankt, uns
liefern werden.

Die vom deutschen Straßenbauverband unter teilweiser Mit-
wirkung der Studiengesellschaft unter der technischen Oberleitung
des Herrn Oberbaurat Nagel erbaute Versuchsstraße bei Braunschweig
zur Ermittlung der Einwirkung der Kraftwagen auf die Fahrbahn ist
in dieser Beziehung von besonderem Interesse; auf die hierüber her-
ausgegebene Denkschrift verweise ich hiermit.

Die Fahrbahnen dieser Versuchsstraße bestehen aus Klein-
pflaster, aus gewöhnlicher Chaussierung, aus Chaussierung mit Bitumen-
oberflächendichtung (Spramexasphalt), aus Asphaltschotter mit
Innenasphaltierung, ausgeführt von der Westdeutschen Wegebau-
gesellschaft in Düsseldorf, wobei einerseits Petrolasphalt von der
Rhenania und andererseits Bitumen der Mexiko Bitumenkompagnie
verwendet worden ist; ferner aus Beton, hergestellt von der Firma
Dyckerhoff & Widmann namens des Betonvereins, und aus Innen-
teerung zur Hälfte nach dem Heißeinbauverfahren, zur anderen Hälfte
nach dem Kalteinbauverfahren hergestellt. Der hier folgende Film
zeigte die Herstellungsarbeiten dieser Versuchsstraße.

Mit Unterstützung der Regierung und der Provinz ist im Amt
Hastlinghausen auf der Landstraße Barmen—Hastlinghausen—Witten
eine rund 2 km lange Versuchsstrecke gleichfalls in verschiedenen
Straßenbauarten in Abteilungen von je 100 m Länge hergestellt worden.
Auch verschiedene Industriekonzerne und Interessenten haben Ver-
suchsstrecken zur Ausführung gebracht.

Im Zuge der Straße von München nach Garmisch ist im Forsten-
rieder Park zwischen München und Starnberg eine Zementbetonstrecke
kürzlich fertig geworden, die morgen besichtigt werden wird. Die Ver-
kehrsausstellung bringt gleichfalls viel Bemerkenswertes und wertvolle
Ergebnisse auf dem Gebiete des Straßenbaues und Straßenverkehrs-
wesens.

Hier ist auch der Denkschrift des Stadtbaumeisters Röhr,
Bochum, zu gedenken, welche einen Vorschlag über den Neubau von
rund 350 km Autostraßen im Ruhrbezirk enthält. Sie ist interessant,
auch wegen der mitgeteilten Entwürfe für die Verbindungen von Auto-
straßen mit anderen Hauptverkehrsstraßen. Die Kostenüberschläge
dürften allerdings etwas zu gering ausgefallen sein. (Veröffentlicht
Ende 1924.)

Im Auslande stehen die Vereinigten Staaten von Nordamerika auch mit der Anlage von wissenschaftlich geleiteten Versuchsstraßen obenan. Namentlich sind zu erwähnen die Arlington Versuchsstraße bei Philadelphia, die Betonversuchsstraße in Pittsburg, Kalifornien, und besonders die Versuchsstrecke des Staates Illinois, die Bates Road bei Springfield. Bei einer Straßenlänge von rund $3\frac{1}{4}$ km sind 6 Gruppen mit 63 verschiedenen Querschnitten seit etwa 2 Jahren zur Ausführung gekommen. Und zwar Klinkerdecke auf Macadamgründung mit bituminöser Fugenfüllung, Asphaltbetondecke auf Macadam, Asphaltbetondecke auf Beton, Klinkerdecke mit bituminöser Fugenfüllung auf Beton, Klinkerdecke in Zementmörtel auf Beton, eisenbewehrte und unbewehrte Betondecken in 26 facher Ausführungsweise.

In England sind seit 1913 dauernd Versuchsstraßen, hauptsächlich mit bituminösen Straßendecken zur Ausführung gekommen und in Frankreich hat im vorigen Jahre eine Studiengesellschaft für Betonstraßen bei Bry sur Marne eine Versuchsstrecke von 1400 m Länge in 12 verschiedenen Betonausführungsarten hergestellt.

Eine Zusammenstellung und Würdigung aller hierbei gemachten Feststellungen kann erst im Laufe der nächsten Zeit erfolgen. —

Die Theorie und Berechnung des Wirtschaftswertes einer Straße und der Straßentransportkosten befinden sich in den Vereinigten Staaten auf Grund von statistischen Erhebungen und Versuchsergebnissen auf bedeutender Höhe; ebenso die theoretische Behandlung der Fahrzeugkosten und des Fahrzeugbetriebes einschließlich der Beziehungen zwischen Straßentyp und Aufwand für das Fahrzeug. In dieser Beziehung ist in Deutschland noch viel nachzuholen. An dieser Stelle ist aber der wichtigen und verdienstvollen Forschungen und Untersuchungen deutscher Fachmänner, namentlich des Herrn Prof. Becker von der Automobilprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Charlottenburg über die Beziehungen der Bereifungsarten zu ihrer Wirkungsweise auf Fahrbahn und Automobil zu gedenken.

Welche Tagesfragen der Erörterung und Prüfung entgegensehen, lehrt uns das Programm für den 5. Internationalen Straßenbaukongreß, der vom 6. bis 13. September 1926 in Mailand stattfinden soll, Fragen, mit denen wir uns auch in Deutschland beschäftigen, auch wenn wir nicht in der Lage sein sollten, in Mailand in Gedankenaustausch mit ausländischen Fachmännern offiziell einzutreten. Es werden in Mailand bezüglich Bau und Unterhaltung der Straßen behandelt werden:

1. Betonstraßen, insbesondere Fortschritte in der Anwendung der Baustoffe zur Herstellung von Straßenbefestigungen in Zementbeton.

2. Straßenbefestigungen aus Bitumen und Asphalt. Forderungen an die Baustoffe, Bindemittel und Zuschlagstoffe.

3. Einheitliche Angaben und Forderungen an Steinkohlenteer, Bitumen und Asphalt.

Im Hinblick auf Verkehr und Betrieb wird verhandelt werden über:

1. Verkehrsbeobachtungen. Einheitliche internationale Grundsätze für die Aufstellung von Verkehrsstatistiken.

2. Stadterweiterungen und -verbesserungen im Hinblick auf die Verkehrsinteressen, und allgemeine Verkehrsregelung in den Städten.

3. Autostraßen. Umstände, welche die Anlagen besonderer Straßen rechtfertigen. Zuständige Behörden, Aufbringung der Mittel, Beihilfe öffentlicher Körperschaften, Benutzungsgebühren, Verkehrsregelung, sowie Verbindung mit öffentlichen Wegen im Hinblick auf Schönheit und Verkehr im allgemeinen. —

Auch über Landes-Hauptstraßenrouten sollte m. E. gesprochen werden. Es ist für Deutschland eine der allernächsten Aufgaben, ein großzügiges Verkehrsstraßennetz im Anschluß an die großen Hauptstraßen des Auslandes festzulegen. In dieser Beziehung hat das sächsische Finanzministerium bereits vorgearbeitet und unter besonderer Leitung des Herrn Ministerialrat Dr. Speck schon ein Verkehrsstraßennetz für Autodurchgangsstraßen in Deutschland aufgestellt, welches in der Verkehrsausstellung in München zu sehen ist. Es soll nicht ein endgültiger Vorschlag sein, sondern lediglich als ein erster Versuch betrachtet werden.

Im einzelnen möchte ich zum Schluß in regelloser Reihe noch auf einige Ergebnisse, sowie besondere Erfahrungen usw. hinweisen. Die Betonstraße ist der heute in den Vereinigten Staaten erfolgreichste Straßentyp, soweit es sich um die Landstraßen handelt. Einige Bemerkungen darüber dürften deshalb willkommen sein. Die Erfahrung zeigt, daß bei Betonstraßen die nicht unterstützten Ecken, die Ränder und die Längsseiten die schwächsten Stellen der Decke sind. Daher hat sich entweder eine Verstärkung der Decke an diesen Stellen oder die Einlegung von Bewehrungseisen, Rundstäben, schließlich auch beides bei besonders starkem und schwerem Verkehr, als nützlich erwiesen. Die Rissebildung ist bei Betondecken unvermeidlich. Durch Anordnung von Dehnungsfugen, Querfugen alle 6 bis 10 m, und eine Längsmittelfuge bei Straßen über 6 m Breite, lassen sich aber die Risse an diese Fugen bannen. Sie lassen sich derart meistern, daß sie, abgesehen von Haarrissen, mit den vorgesehenen Dehnungsfugen übereinstimmen. Bei während kalten Wetters gebauten Betonstrecken zeigten sich 12 mm starke Dehnungsfugen zu schmal, beim Eintritt wärmerer Tage entstanden Preßfugen, wodurch der Beton gesprengt wurde. Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt der Luft sind bei Ausführung der Betondecken besonders zu beachten. Die Wasserzugabe ist hiernach zu regeln.

In den Vereinigten Staaten wird angenommen, daß eine zweckmäßig angeordnete Eiseneinlage die Lebensdauer der Decke um $^1/_3$ verlängert. Es ist in Amerika gelungen, Betondecken auszuführen, ohne daß Längsrisse auftauchten. Dies wird auf die Kantenverstärkung und die sorgfältige Behandlung des Betons nach dessen Einbau zurückgeführt. Möglichst trockene Mischung wurde hierbei bevorzugt. — Darüber, ob eine Betondecke in zwei Schichten oder als Einheitsdecke zweckmäßiger ausgeführt ist, sind die Meinungen noch geteilt.

Es erscheint nicht ausgeschlossen, daß auch das Zementbetonspritzverfahren, das Torkretverfahren und das sogenannte Kraftverfahren zur Herstellung von Straßendecken mit Erfolg angewendet werden kann.

Die regelmäßige und ausreichende Anlieferung und ein genügender Vorrat der Baustoffe ist namentlich bei den Betonstraßen für den raschen und guten Baufortgang unbedingt erforderlich. In den Vereinigten Staaten werden deshalb dem Unternehmer die angelieferten und aufgespeicherten Baustoffe nach geschehener Prüfung durch den bauleitenden Ingenieur sofort bezahlt.

Auf Dammschüttungen und neuen Brückenrampen sollten die endgültigen Straßendecken erst nach 1 bis 2 Jahren hergestellt werden.

Bei der Konstruktion des Straßenkörpers muß berücksichtigt werden, ob er auf Dämmen oder in Einschnitten, auf aufgeschüttetem oder gewachsenem Boden liegt. Bei Betondecken und Betonunterbau auf Dämmen sind größere Stärken und mehr Eiseneinlagen zu fordern, als wenn es sich um Betondecken in Einschnitten handelt.

Beton aus Schlackenschotter hat sich gut bewährt, und die Schlackenbetonstraßen zeigen praktisch eine tadellose Oberfläche.

Hinsichtlich der bituminösen Straßendecken sei noch folgendes bemerkt:

Es steht heute fest, daß die eigentliche Tragschicht einer Bitumendecke der Sand ist, während das Bitumen lediglich als Kitt und Klebemittel wirkt, und der Mineralstaub zur Ausfüllung der Zwischenräume dient, wobei diese drei Stoffe eine möglichst dichte Masse ergeben müssen. Es ist deshalb ganz irrig, wenn, wie vielfach geschehen, geglaubt wird, eine Straßendecke wäre um so besser, je größer der Zusatz an Bitumen ist. Manche ungünstige Erfahrungen in neuerer und neuester Zeit sind auf diese irrige Anschauung zurückzuführen.

Ein zu hoher Gehalt an Bitumen und ein zu geringer Prozentsatz des Feingemenges gibt auch Veranlassung zum Schieben und zur Wellenbildung der Asphaltfläche. Möglichst große Dichtigkeit ist eine gute Gewähr gegen Schieben des Asphalts. Interessant ist, daß nach amerikanischen Vorschriften kein bituminöses Material zur Straßenherstellung verwendet werden soll, wenn die Temperatur im Schatten unter 50^0 F = 10^0 C ist, wenn sich die Oberfläche in feuchtem oder sonst in ungeeignetem Zustande befindet, und daß ohne schriftliche Genehmigung des amtierenden Ingenieurs zwischen dem 15. Oktober und dem 1. Mai kein Bitumen verwendet werden darf, wobei aber augenscheinlich nach den jeweiligen Witterungsverhältnissen verfahren wird. Die Mengenbestimmung des bituminösen Baustoffes soll sich auf eine Temperatur von 25^0 C beziehen.

Über die Zweckmäßigkeit der Herstellung von verhältnismäßig dünnen bituminösen Überzügen, etwa unter 2 cm, auf Betonstraßenflächen sind die Meinungen geteilt. Ich habe in den Vereinigten Staaten eine Anzahl von Straßendecken gesehen, auf denen sich derartige dünne Überzüge teilweise ablösten, oder sich schon ganz abgelöst hatten. — In Rhode Island hat sich das Kaltmischverfahren zum Bau von Asphaltmacadamstraßen bewährt. Bei sehr schwerem Fuhrwerksverkehr und bei sehr gemischtem Verkehr wurden diese Decken, wenigstens in Rhode Island, weniger geeignet gefunden.

Der amerikanische Ingenieur nennt Asphaltbeton ein inniges Gemisch von Schotter, Sand, Kalksteinmehl und Asphaltzement. Asphaltzement wird das natürliche oder aus Petroleumdestillation gewonnene Bitumen (Mexikobitumen) genannt, dessen in Schwefelkohlenstoff (CS_2) löslicher Bitumengehalt nach amerikanischen Vorschriften nicht weniger als 99,5 vH bei nicht über 20 vH Gehalt an festem Kohlenstoff sein darf.

Das Streuen von Portlandzement auf die fertig gewalzte Walzasphaltdecke hat sich im Staate Ohio als zweckmäßig gezeigt. Es bildet sich dadurch eine feste gleichmäßige Haut.

In Detroit wird neuerdings für die Hauptverkehrsstraßen eine 20 cm starke Betongründung und darüber eine $8\frac{3}{4}$ cm starke Walzasphaltoberschicht ausgeführt. Ich bemerke hierzu, daß nach Erfahrungen, die neuerdings in Charlottenburg, auch in London gemacht worden sind, bei sehr schwerem Verkehr eine Stärke von 20 cm nicht mehr ausreicht, und bis zu 30 cm Stärke gegangen werden muß, sofern man es nicht mit einem besonders festen guten Untergrund zu tun hat. — An dieser Stelle mögen auch noch die Teerzementdecken erwähnt werden, die anscheinend mit Erfolg von einer Oldenburger Firma ausgeführt werden. Die Teerzementdecke kommt auf eine Betonunterlage oder auch auf eine alte feste abgeglichene Fahrbahn; sie besteht aus Hartsteinschotter (90 Raumteile Schotter, 10 Raumteile Kies und Sand) und 40 bis 60 Teile Portlandzement. Dieser mit 10 vH Wasser gemischten erdfeuchten Masse werden dann noch etwa 5 Teile Steinkohlenteerdestillat kalt beigegeben.

In Belgien sind kürzlich Straßendecken aus Soliditítbeton mit anscheinendem Erfolg ausgeführt worden. Es handelt sich um hoch-

ertigen Zement mit Kieselsäurezusatz. In Deutschland wird dieses erfahren durch die Deutsche Solidität Centrale in Köln vertreten.

Neuerdings wird auch Schliemanns Straßenkitt, Bimex genannt, r Ausbesserung und Herstellung von Straßendecken empfohlen. r wird heiß bei einer Temperatur zwischen 140 und 180° C aufge-agen — Zum Schlusse möchte ich noch auf einen Aufsatz in der eutschen Bauzeitung Nr. 21 vom 14. 3. 25 von Beigeordnetem Ehlgötz, ssen „Der Einfluß des Kraftfahrzeugverkehrs auf Städtebau und edlungswesen" aufmerksam machen. —

Nur kurz sei mir auch noch gestattet, die Neigungsverhältnisse, raßenbreiten und -Krümmungen im Hinblick auf den Autoverkehr besprechen. Als Fahrbahnbreite für eine Wagenspur sind bisher st allgemein 2,5 m angenommen worden, etwa mit noch einem usatz von ½ bis 1 m (vgl. Jos. Brix: „Die obere und unterirdische usbildung der städtischen Straßenquerschnitte", Berlin 1909, Verlag on Wilhelm Ernst & Sohn). Dieses Maß erscheint nicht mehr hin-ichend. In England ist als Normalmaß ein solches von 10 Fuß gleich und 3 m, neuerdings teilweise vorgeschrieben. Auf dem Internationalen tädtebaukongreß in New York haben der frühere Präsident des ritischen Städtebauinstituts G. L. Pepler und ich, als Referenten über auptverkehrsadern, als Einheitsbreite des Fahrdamms für je eine erkehrsspur das Maß von 2,75 m, ohne Widerspruch zu finden, mpfohlen, und ich glaube, daß dieses Maß für mehr als zweispurige traßen das Richtige trifft.

Das Auto ist nicht so empfindlich gegenüber starken Steigungen ie der von tierischer Kraft gezogne Wagen. Der Benzinverbrauch ächst praktisch genommen nicht erheblich bei Überwindung von traßenstrecken größerer Steigung. Viel mehr fällt der Zustand der ahrbahn ins Gewicht. Nach amerikanischen Erfahrungen erfordert ne schlecht unterhaltene Straße den doppelten Benzinverbrauch egenüber dem auf einer tadellosen Fahrbahn. Und so kann auch im lachlande bei Autostraßen zeitweise unbedenklich auf Steigungen is zu 5 vH und im Berglande vielleicht bis zu 8 vH heraufgegangen erden. Ich habe in den Vereinigten Staaten Steigungen zwischen und 15 vH und noch mehr z. B. in Pittsburg angetroffen, allerdings urchweg als Beton- oder Klinkerstraßen ausgeführt, auf welchen er Verkehr ohne Störung vor sich ging.

Bei den Straßenkurven ist eine ausreichende Sicht noch viel ichtiger als ein großer Kurvenradius. Alle Hilfsmittel, eine solche icht zu verschaffen, wie Abholzen, und Abtragung von Einschnitts-asse auf der Kurveninnenseite, sollten deshalb zur Anwendung ommen. Verbreiterung der Autostraßen in den Kurven unter 50 m adius, Herstellung einseitiger Neigung nach der Kurveninnenseite, linderung des Längsgefälles, Erhaltung des Fahrdammes in bestem tande, das sind die Forderungen, die an die gekrümmte Autostraße estellt werden müssen. —

Der Bereitstellung guter für den Kraftwagenverkehr geeigneter traßen stellen sich allerdings so große finanzielle Schwierigkeiten ent-egen, daß sich ein befriedigender Zustand nur innerhalb eines längeren eitraumes und nur durch etappenweisen Ausbau und Neubau unserer traßen erzielen läßt.

Der Freistaat Sachsen hat für das Rechnungsjahr 1925 für die nterhaltung und Erneuerung seines Staatsstraßennetzes in einer esamtlänge von 3600 km 15,8 Millionen M. zur Verfügung stellen önnen. Das sind je km rund 4500 M. oder je m² Straße durch-chnittlich fast 1 M. jährlich. Das würde für Preußen bei einem Straßen-etz von rund 100 000 km etwa 450 Millionen M. und für Deutschland ei über 200 000 km Straßenlänge rund 1 Milliarde M. jährlich aus-achen, wobei aber ein durchschnittlicher Kilometerbetrag von jährlich 500 M. für Unterhaltung und Erneuerung nebst sparsam bemessenem m- und Neubau noch lange nicht als ausreichend bezeichnet werden ann. Ein Überschlag ergibt, daß die Unterhaltung der wichtigsten Durch-angsstraßen erster Ordnung, die vielleicht für Deutschland mit 20000 km änge anzunehmen sein dürften, unter Herstellung neuer Decken, und eine ehr sorgfältige Unterhaltung von weiteren 40 000 km, zum Teil durch treckenweise Teerung, und sparsamste regelmäßige Unterhaltung er übrigen Straßen einen jährlichen Betrag von 1040 Millionen M. rfordern würde. Diese Summe ist atürlich vorläufig nicht aufzutreiben; ber mit dem dritten Teil bis zur Hälfte dieses Betrages läßt sich immer-in einigermaßen Ordnung schaffen. Durch entsprechende Steuern und bgaben sollten die genannten gerin-eren Beträge mindestens eingebracht erden, wobei gehofft werden muß, aß infolge des zunehmenden Auto-erkehrs bald der dreifache Betrag em deutschen Straßenbau zur Ver-ügung stehen wird.

Jentsch berechnet in seinem Be-ichte unter der Annahme, daß jährlich ur 2000 km gleich etwa $3^1/_3$ vH der Straßen erster Ordnung in rauchbaren Zustand zu bringen seien, als jährlichen Gesamtaufwand ür die Straßen erster und zweiter Ordnung zu deren Unterhaltung inen Betrag von 280 Millionen M. Wenn angenommen wird, daß hierzu och für 1000 km in Deutschland grundlegende Neubauten (Ab-ürzungs-, Umführungs- und Entlastungsstraßen, Überführungen einschließlich Geländeerwerb) kommen, so würden nach seinen Be-rechnungen für die nächsten Jahre alljährlich rund 380 Millionen be-nötigt werden. Und selbst wenn für grundlegende Neubauten nichts verauslagt würde, so wäre doch mindestens die Aufbringung von 280 Millionen M. jährlich erforderlich. Jentsch gibt eine Schätzung des Ertrages aus den zurzeit hauptsächlich zur Verfügung stehenden Quellen an, wonach annähernd diese Summe erreicht wird. Es gehen hiernach ein, an:

a) Dotationen, Umlagen, unmittelbaren Zuschüssen der Wege-baupflichtigen 125 Millionen M.,
b) Reichskraftfahrsteuer 90 Millionen M.,
c) Fahrzeugsteuer 20 Millionen M.,
d) Vorausleistungen 45 Millionen M.

Zusammen rund 280 Millionen M.

Ich bemerke hierzu, daß in Braunschweig die Vorausleistungen etwa 20 vH der derzeitigen Unterhaltungskosten ausmachen, daß aber allseitig der Wunsch besteht, das preußische Vorausleistungsgesetz wieder abzuschaffen. —

Die Erbauung reiner Autostraßen und deren Unterhaltung muß unter diesen Umständen der Initiative des Reiches, vielleicht noch besser der Initiative der Länder, und von Gesellschaften, sowie Inter-essenten, vielleicht darunter auch die Reichspostverwaltung, unter Subvention und sonstiger Beihilfe des Reiches, der Länder, der be-rührten Städte, Orte und Industrien, sowie anderer Beteiligter, über-lassen werden. Die Studiengesellschaft kann hierbei wertvolle Dienste leisten. Nach einem allgemeinen Plan würden vielleicht schon mit etwa 4000 km reine Autohauptdurchgangsstraßen die wichtigsten Ver-bindungen in Deutschland nach Ostwest und Südnord mit einer Ge-samtausgabe von etwa 1600 Millionen M. geschaffen werden können. Ich zweifle nicht, daß es hierbei ähnlich wie bei der Einführung der Eisenbahn gehen wird, und daß durch Bildung von großen Gesell-schaften auch der Bau von reinen Autostraßen sich nutzbringend zum Wohl der Gesamtheit des Volkes gestalten wird.

Der Bau von Automobilstraßen im allgemeinen und im be-sonderen darf nicht allein vom straßenbau- und verkehrstechnischen Standpunkt betrachtet werden. Er kennzeichnet sich vielmehr als ein Kulturfortschritt einer ganzen Nation. Nur durch gute Verkehrs-anlagen und durch bedingte Verkehrsverbilligung wird die Sehnsucht des Menschen nach ordentlichen Wohnungen, nach den Segnungen der Natur, wird das Verlangen nach Verbilligung des Lebensmittel-transportes nach den Städten und der besseren Erhaltung der Frische der Lebensmittel, z. B. der Milch, befriedigt, und nur durch die billige Überbrückung der Entfernungen durch schnellfahrende Kraftwagen auf guten Straßen kann dem unsinnigen Zusammendrängen der Menschen in den Städten, soweit hierfür keine geschäftliche Berech-tigung vorliegt, begegnet werden.

Und so haben die Regierungen und Behörden aller Länder, mit ihnen das ganze Volk ein gemeinsames Interesse am guten Straßenbau, dessen zweckmäßiger Unterhaltung und deren Finanzierung. Damit wird eine Aufgabe umfaßt, welche Gott sei Dank noch nicht vom Parteistandpunkt aus betrachtet wird, sondern die sich als Gemeinsam-keitsaufgabe eines ganzen Volkes, ja der ganzen Welt darstellt, und der keine ängstlichen Grenzen gesteckt sein sollten. —

— Die zwei anderen zwischendurch laufenden Filme „Neuzeit-licher Straßenbau" und „Zementbetonstraßenbau in den Vereinigten Staaten von Nordamerika" sind von der Westdeutschen Wegebau-Gesellschaft in Düsseldorf, und von Dr. Garbotz, Charlottenburg, dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt worden. —

Güterbahnhofsanlage in Detroit, Mech.

Aus Eng. News Record v. 7. VIII. 24.

Mit der Eröffnung der neuen Pennsylvania-Detroit R. R. im Jahre 1922 sind in der Endstation Detroit Mich. eine Reihe von An-lagen, wie Güterschuppen, Freiladeanlagen, Verschiebeanlagen, Loko-motivschuppen und Anschlußgleise entstanden, die bedeutende Fracht-verkehrserleichterungen gegenüber dem bisherigen Zustand bewirkt haben. Zurzeit besteht der neue städtische Güterbahnhof aus einem zweistöckigen Güterschuppen von 238 m Länge und rd 20 m Breite mit den Gleisen im oberen Stockwerk für ein- und ausgehenden Verkehr und der daneben liegenden Freiladegleisanlage, deren Schienen in Straßenhöhe liegen. Später wird der ausgehende Verkehr nur in das

Abb. 1. Lageplan des Güterbahnhofes.

bestehende Gebäude gelegt und ein neuer Güterschuppen, etwa 323 m lang und 24 m breit, für den eingehenden Verkehr über dem Grundstück der vorhandenen Freiladeanlage errichtet. Dabei sollen 4 Gleise der

Abb. 2. Querschnitt des Güterschuppens.

Abb. 3. Verschiebebahnhof mit Nebenanlagen.

jetzigen Freiladeanlage in das erste Stockwerk des neuen Baues verlegt werden, der im Erdgeschoß als Güterschuppen dienen soll und über den Gleisen mehrere Stockwerke für Warenhauszwecke aufnimmt. Dann erhält das 1. Stockwerk durch eine Anfahrtrampe von der zweiten

Straße Zugang für Fuhrwerk. Die Gesamtanordnung folgt aus der Abb. Der eingangs erwähnte zweietagige Güterschuppen, dessen Quer schnitt Abb. 2 zeigt, kragt auf einer Seite im Obergeschoß etwa 2½ über, um die Gleise und den da zwischen liegenden Ladesteig unter zubringen und zugleich ein Schutz dach für die darunter liegenden Tor öffnungen zu bilden. Der dargestellt Querschnitt ist nur auf einer Läng von rd 190 m vorhanden, da er sic dann entsprechend der Gleisführun verengert. Eiserne Frontstützen un 2 Reihen Zwischenstützen in 6,1 Querabstand tragen die Blechträger unterzüge von 1200 mm Höhe de Obergeschosses. Die Frontstützen a der Nord- und Südseite sind au Breit- und Winkeleisen zusammen gesetzt, an der Nordseite jedoc durchlaufend konstruiert, während si an der Südseite auf Kragarme de Querträger aufgesetzt sind. Sie trage oben die Eisenfachwerkbinder de Daches von rd 22,3 m Spannweite Ein Längsgitterträger von Binderhöh in der Mittelachse des Daches un Verbände in jedem zweiten Binder feld sorgen für die erforderliche Aus steifung. Zur Verbesserung der Be leuchtung und Belüftung ist ein reich lich großer Dachaufbau in der Mitt vorgesehen, d. h. für einen direkter Abzug der Lokomotivgase über de Gleisen wie bei modernen deutsche Anlagen ist nicht gesorgt. Die ge samte Eisenkonstruktion mit Aus nahme der Dachkonstruktionen is mit Gußbeton ummantelt. Die Stützer ruhen auf Betonfundamenten, da ein Pfahlgründung überflüssig war.

Auf beiden Seiten des Erd geschosses sind Toröffnungen vo 4,9 m Breite und 3,3 m Höhe vor handen, die mit Wellblechjalousien verschlossen werden. Die Wände de Obergeschosses zwischen den um mauerten Pfeilern sind innen au gewöhnlichen roten Steinen, außer in weißer Terrakotta ausgeführt Schmiedeeiserne Fenster mit Draht verglasung sorgen oben und unten für die nötige Tagesbeleuchtung, Dreh flügel in den Fenstern und den Laternenaufsatz für den Luftwechsel Im Dachaufbau sind die Lüftungsflüge durch Haspelketten und Vorgelege für eine gleichzeitige Betätigung auf eine Länge von 18,6 m eingerichtet. Die Decke im Erdgeschoß besteht aus einer Schicht Unterbeton von 15 cm Stärke mit kreosotgetränktem Holz blockpflaster von 5 cm Stärke, die auf bitumenhaltigem Überzug über der Betondecke mit Asphalt vergossen werden.

Die eiserne Unterkonstruktion für den Fußboden des Obergeschosses wird außer den bereits erwähnten Quer trägern aus 8 Längsträgern, d. h. je 2 für jedes der 4 Gleise und je einem Längsträger zwischen den Stützenreihen gebildet, die Blechträger von je 76,2 cm Höhe sind. Über diesen Blechträgern erstreckt sich eine Eisenbetondecke von rd 30,5 cm Stärke bis zu den Eisenbetonmauern des Gepäcksteiges. Dieser Bahnsteig von 6,5 m Breite wird von einer Eisenbetonplattenbalken decke gebildet, deren Deckenstärke 16,5 cm, Balkenhöhe 50 cm beträgt.

Wie aus Abb. 2 hervorgeht, ruhen die 45 kg schweren Schienen nicht auf gewöhnlichen Schwellen, sondern sind mittels Unterlagsplatten in Abständen von ½ m auf kreosotgetränkte Eichen klötze 15,20 cm von 75 cm Länge befestigt. Diese Klötze sollen durch das teilweise Einbetonieren in ihrer Lage gehalten werden, ein Verfahren, das mit Rücksicht auf das zwischen Holz und Beton eindringende Wasser öfters Mißerfolge gezeigt hat.

Als Nutzlast für die Gleise ist eine 2-8-0 Lokomotive von 137 t ewicht und 1,55 m Abstand der Treibräder, für den dazwischen egenden Bahnsteig 970 kg/m² angenommen. Die Dachhaut ist eine ,5 cm starke Betondecke auf I-Träger NP 26 als Pfetten mit einer itumenhaltigen Eindeckung ausgeführt. Die 4 Gleise des Güterchuppens haben eine relativ geringe Aufnahmefähigkeit von 60 Wagen.

Mit Rücksicht auf die Lage des Gebäudes sind Ausdehnungsfugen Abständen von 60 m vorgesehen, die im Dach durch U-förmig geogene Kupferblechstreifen — mit einer dehnbaren Masse angefüllt — berdeckt werden. Die Seitenmauern können sich teleskopartig in iner Nische der Ummantelung der eisernen Frontstützen bewegen. n der Gleisdecke wird der Schlitz durch ein Schleppblech mit Winkelisen in Beton verankert, überdeckt.

Zum Verkehr des Frachtgutes zwischen den beiden Stockwerken ind 5 elektrische, automatische Aufzüge vorgesehen, von denen 4 ine Tragkraft von 5 t bei 2,75 × 5,5 m Ladefläche, einer am Ende es Gebäudes 7½ t Tragkraft bei 2,75 × 9,15 m Fläche haben. Unten ind die Aufzugsschächte durch Mauerwerk, oben durch starkes Drahteflecht abgeschlossen. Zur Bewegung der Gepäckkarrenzüge dienen m Erdgeschoß elektrische Schlepper von 1000 kg Gewicht, oben verden jedoch die Karren nur von Hand verschoben. Ein Handlaufran von 5 t Tragfähigkeit und 5 m Stützweite, der an einem Ende les Gebäudes unter der Decke des Erdgeschosses läuft, dient zum Umschlag schwerer Lasten auf und von den Fuhrwerken. Fünf Wagen ür 3 bzw. 6½ t Last mit automatischer Wägevorrichtung, reichliche lektrische Beleuchtung und Trinkwasserstellen vervollständigen die Ausstattung des Gebäudes, wobei jedoch der Mangel an Heizungsund Kühlanlagen auffällt.

Das vor Kopf des Güterbahnhofes liegende dreistöckige Verwaltungsgebäude ist gleichfalls aus Eisenfachwerk, hat Betondecken mit Holzpflaster, Betonzwischenwände und Ziegel- und Terrakottaverkleidung und ist durch feuersichere Eisentüren von dem vorstehend beschriebenen Gebäude getrennt. Im Keller dieses Anbaues ist die maschinelle Anlage untergebracht.

Nördlich vom Güterschuppen liegt die Freiladeanlage mit 6 Gleisen n 3,66 bzw. 15,25 m Abstand der Gleismitten und der dazwischenliegenden Anfahrtrampe von 12,2 m Breite und 210—240 m Länge. Die Schienen sind auf Querschwellen in Schlackenbettung gelegt und an jedem Ende mit Gleisbremsen ausgerüstet. Die Straßendecke der Auffahrten ist aus 22,5 cm starkem Beton mit Ausdehnungsfugen hergestellt. Auf diesen Freiladegleisen ist Platz für 100 Wagen. Eine weitere Freiladeanlage ist in der Nähe der Summit Av. zur Aufnahme von 600 Wagen bestimmt und mit einem 25 t elektrischen Bockkran, der zwei Gleise und eine 12,2 m breite Anfahrtrampe überspannt, ausgerüstet.

Ungefähr 7 engl. Meilen von dem eingangs beschriebenen Bahnhof in der Stadt liegt der Verschiebebahnhof, projektiert für 10 000 Wagen und 2 Ablaufberge, der aber vorläufig nur für 400 Wagen für den Eingang, 650 für die Unterteilung und 1 Ablaufberg ausgebaut wurde. Seine Anordnung geht aus der Abb. 3 hervor. Als Sonderheit weist diese Anlage eine 19 m lange Gleiswage mit Flächenstützpunktlagerung auf, die keine Entlastungsvorrichtung für die Messerschneidenlagerung wie bei gewöhnlichen Wagen braucht. Bemerkenswert ist noch die Einrichtung eines „mechanischen" Ablaufberges, dessen Neigung verstellbar ist.

Zur gegenwärtigen Ausrüstung der Lokomotivbehandlungsanlage im Ecorse-Bahnhof gehören, wie aus Abb. 3 ersichtlich ist, eine Drehscheibe von 30,5 m ∅, ein zweigleisiger Fachwerk-Lokomotivschuppen von 12,9 m Breite und 36,5 m Länge mit einem Anbau von 6,1 × 66 m als Reparaturwerkstatt, Pumpen- und Toilettenräume sowie Büros, eine wassergefüllte Aschengrube und Kohlenbunker von 100 t Fassung, die von einem Lokomotivkran bedient werden. Speisewasser für die Lokomotiven ist in einem Hochbehälter von 226 m³ Inhalt bereitgestellt. Nahe bei der Lokomotivhalle ist eine Reparaturwerkstatt für 50 Wagen.

Zusammenfassend muß gesagt werden, daß die Bahnhofsanlagen einer privaten Eisenbahngesellschaft in einer Stadt wie Detroit gegenüber deutschen Verhältnissen verschiedene bemerkenswerte Sonderheiten aufweisen, daß jedoch ein Arbeiten an drei verschiedenen Stellen verwaltungs- und betriebstechnisch nicht als wünschenswerte Lösung einer Verkehrsanlage erscheint.

B. Dürbeck.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Verfahrensvorschriften für die Ausführung öffentlicher Arbeiten im Sachlieferungsverfahren nach dem Londoner Protokoll.

Über die Beschäftigungsaussichten, welche sich der deutschen Bauindustrie auf Grund des Londoner Abkommens bieten könnten, ist im Juni d. Js. in Heft 11 des „Bauingenieur", S. 433 berichtet. Die dort ausgesprochene Vermutung, daß die französische Regierung zwangsläufig dazu veranlaßt werden würde, Staatsaufträge, insbesondere Bauaufträge zu vergeben, scheint in gewissem Umfange zuzutreffen. Da nämlich die französische Industrie nachhaltigen Widerspruch gegen deutsche Naturalleistungen erhoben hatte, und infolgedessen nicht in ausreichendem Umfange private Lieferungsaufträge an die deutsche Industrie erteilt wurden, ist es der französischen Regierung nicht gelungen, die ihr im ersten Sachlieferungsjahre zustehende Reparationsquote voll auszuschöpfen. Sie ist zurzeit damit beschäftigt, für die nächste wesentlich höhere Jahreslieferung nach dem Dawesplan ein Sachlieferungsprogramm aufzustellen. Zu diesem Zwecke haben alle staatlichen Verwaltungszweige der Regierung Listen von Lieferungen und Arbeitsleistungen eingereicht, die auf Konto der Sachlieferungen ausgeführt werden könnten. Die sehr umfangreichen Forderungen namentlich des französischen Ministeriums für öffentliche Arbeiten sehen zahlreiche Arbeitsleistungen deutscher Bauunternehmungen vor, und zwar soll es sich um die Anlage von Eisenbahnen und Straßen, um den Ausbau der Wasserkräfte, des Kanalnetzes, um den Bau von Brücken usw. handeln.

Es erscheint daher notwendig, an Hand der inzwischen in Kraft getretenen neuen Verfahrensvorschrift für Sachleistungen zu prüfen, welche Arbeitsleistungen deutscher Unternehmungen durch den alliierten Generalagenten, dem die Transferierung der auf Reparationskonto aufgebrachten Mittel an die Alliierten übertragen ist, bezahlt werden können. Zunächst ist daran festzuhalten, daß die deutsche Regierung nach dem Londoner Abkommen von sich aus überhaupt keine Sachleistungen zu bewirken hat. Alle Sachlieferungs- und Leistungsverträge sind vielmehr von der deutschen Wirtschaft, d. h. von Einzelfirmen auf rein kommerziellem Wege unter Innehaltung der gewöhnlichen geschäftlichen Gebräuche abzuschließen, für deren Erfüllung weder das Deutsche Reich noch der Generalagent garantiert oder haftet. Der letztere soll zwar die Zahlungen leisten, er tut dies aber nicht als Vertragspartei, sondern lediglich in der Stellung einer Bank, bei der zurzeit des Vertragsschlusses der Auftraggeber oder in diesem Fall die alliierte Regierung ein Akkreditiv besitzt. Wenn letzteres zurzeit der Fälligkeit der Zahlung erloschen ist, kann sich der Forderungsanspruch des Unternehmers nur noch gegen den Auftraggeber richten. Daraus ergibt sich für deutsche Unternehmungen die Notwendigkeit, bei Abschluß namentlich von langfristigen Verträgen die Garantien für deren Erfüllung wie bei jedem anderen normalen Bauvertrag vornehmlich in der Persönlichkeit der Auftraggeber zu suchen oder sich von ihnen geben zu lassen.

Hinsichtlich der Auswahl der Auftraggeber und der Unternehmer sind, sofern nur die erbrachten Leistungen aus der deutschen Volkswirtschaft stammen, im übrigen keine einschränkenden Bestimmungen mehr vorgesehen. Es ist denkbar, daß ein neutraler Ausländer, der in Frankreich ein Unternehmen betreibt, oder eine französische Firma, die ihren Sitz in Deutschland hat, von der französischen Regierung zur Erteilung von Bauaufträgen über deren Reparationsquote zugelassen wird. Auch die Geschädigten in den zerstörten Gebieten können heute, ohne wie früher die Vermittlung der „mandataires agrées" in Anspruch nehmen zu müssen, Verträge im freien Sachlieferungsverfahren schließen. Hingegen sind deutsche Niederlassungen oder unter deutscher Leitung stehende Unternehmen im Auslande weder als Auftraggeber noch als Unternehmer zum Abschluß von Sachlieferungsverträgen über Reparationskonto zugelassen.

Die auf rein kommerziellem Wege abgeschlossenen Verträge sind durch den alliierten Besteller dem Sachlieferungsbüro der Reparationskommission in Paris zur Genehmigung, die für die Zahlungsanweisung durch den Generalagenten erforderlich ist, einzureichen. Der deutsche Unternehmer hat damit nichts

zu tun. Das Genehmigungsverfahren, auf das hier nicht näher eingegangen werden kann, wird bei Verträgen, die Bauleistungen zum Inhalt haben, in der Regel einen Zeitraum von 1—2 Monaten in Anspruch nehmen.

Nach Titel I, Ziffer 1 der Verfahrensvorschriften können nur Lieferungen und Leistungen, die aus der deutschen Wirtschaft stammen, den Gegenstand von Sachleistungen bilden und durch den Generalagenten aus den in deutscher Währung auf dessen Konto eingezahlten Beträgen bezahlt werden. Daraus ergibt sich, daß alle für die Bauausführung notwendigen Bau- und Bauhilfsstoffe, Maschinen, Geräte, Gerüste usw. aus Deutschland stammen müssen, um als Sachleistungen im Sinne des Londoner Abkommens anerkannt werden zu können. Die bei der Beförderung zur Baustelle erwachsenden Transportleistungen rechnen demgemäß in der Regel nur bis zur Grenze des deutschen Wirtschaftsgebietes als deutsche Dienstleistungen. Bei Benutzung des Seeweges oder bei Überführung von Baggern, Flußfahrzeugen usw. werden die Transportkosten nur ersetzt, wenn die Fahrzeuge unter deutscher Flagge fahren.

Besondere Aufmerksamkeit verdient in diesem Zusammenhange die Frage, welcher Teil des an deutsche Arbeiter im Auslande gezahlten Lohnes voraussichtlich in fremde Währung umgewandelt und welcher als Mark nach Deutschland zurückfließen wird. Zwar haben die vertragschließenden Parteien diese Frage nicht unmittelbar zu entscheiden, vielmehr sollen das deutsche und das französische Sachlieferungsbüro auf Grund der vorgelegten Verträge schätzen, welche auf die Löhne entfallenden Teilbeträge durch den Generalagenten beglichen werden können. Um den genannten Büros indessen die Schätzungsarbeit zu erleichtern, wird es sich empfehlen, den Verträgen möglichst eingehende Angaben beizufügen, die unter Berücksichtigung der Art der vorzunehmenden Arbeiten, der Lage der Arbeitsstätte zur deutschen Grenze, der seitens des Unternehmers evtl. vorgesehenen teilweise aus Deutschland zu versorgenden Kantineneinrichtungen, das Verhältnis zwischen den tatsächlich in der Währung des alliierten Landes auszugebenden Beträgen und dem in Mark zu ersparenden Lohne erkennen lassen. Den Pariser Büros würde die Entscheidung wesentlich erleichtert werden, wenn der Unternehmer sich schon im Vertrage verpflichtete, bestimmte Lohnanteile an die Familien der Arbeiter oder auf Sparkonto in Deutschland einzuzahlen. Es ist wahrscheinlich, daß der Abschluß von Bauverträgen mit privaten französischen Auftraggebern um so reibungsloser vor sich gehen würde, je größer der Teilbetrag ist, der durch den Generalagenten beglichen werden kann. Zu den einzelnen Zahlungsterminen stellt die beteiligte alliierte Regierung auf Antrag der Auftraggeber einen normalen Handelswechsel aus, den letzterer mit seinem Giro zu versehen und dem deutschen Unternehmer zu übersenden hat. Letzterer kann den Wechsel alsdann bei Fälligkeit bei der Reichsbank zu Lasten des Kontos der Agenten für Reparationszahlungen zur Einlösung präsentieren. Der Restbetrag für die nicht aus der deutschen Wirtschaft stammenden Leistungen ist von dem Besteller unmittelbar an den deutschen Unternehmer zu zahlen. Auch hierfür enthalten die Verfahrensvorschriften Einzelbestimmungen. Da es sich bei den Sachlieferungen und Leistungen dem Sinne nach um Ausfuhrgeschäfte handelt, ist für sie Umsatzsteuer nicht zu entrichten. (§ 2, Nr. 1 c. U.-St.-G.)

Es ist verständlich, daß viele deutsche Bauunternehmungen der Frage der Wiederaufbauarbeiten heute noch skeptisch gegenüberstehen, da die in den vergangenen Jahren zwischen der deutschen und der französischen Regierung, zwischen Privatunternehmern und Einzelkonsortien geführten Verhandlungen immer wieder scheiterten und zu keinen greifbaren Ergebnissen führten. Es sei aber darauf hingewiesen, daß das französische Ministerium der öffentlichen Bauten im Jahre 1925 bereits Baggerarbeiten zur Durchführung der Kanalisation der Seine an deutsche Unternehmungen vergeben hat. In welchem Umfange weitere französische Staatsaufträge in Frage kommen werden, ist heute noch nicht zu übersehen. Auf alle Fälle sind in den Vorschriften über das neue Sachlieferungsverfahren alle Fesseln gefallen, die bisher die private Initiative auf diesem Gebiet gehemmt haben. Dr. Roos.

Gerichtliche Gutachten der Berliner Handelskammer. Holz: Im Holzhandel ist nach Auffassung der befragten Wirtschaftskreise bei Waggongeschäften der Verkäufer von Holz auch dann verpflichtet, die Kosten für die Bestellung und Heranschaffung der Eisenbahnwaggons zu tragen, wenn er zwar „frei Anschlußgleis" verkauft, aber die Verladung des Holzes übernommen hat. Es entspricht mangels besonderer Vereinbarung im obigen Falle die Bemerkung „frei Anschlußgleis" den Worten „frei Waggon Anschlußgleis". — Diskontspesen: Die Frage, wer im Warenhandel bei Diskontierung von Wechseln die Diskontspesen (Zinsen, Provision, Stempel, Porto) zu tragen hat, läßt sich nicht allgemein beantworten, sondern hängt zunächst von der Vorfrage ab, ob die Annahme oder Hingabe des Wechsels ein besonderes Entgegenkommen des Verkäufers oder des Käufers darstellt. Wird bei Abschluß eines Kaufvertrages die Hingabe von Wechseln von vornherein vereinbart, ohne über die Diskontspesen eine Abrede zu treffen, so hat nach kaufmännischer Auffassung im Zweifel der Verkäufer die Diskontspesen zu tragen. Die Diskontspesen bilden in diesem Falle für den Verkäufer einen Ausgleich des ihn ohne Diskontierung treffenden Zinsverlustes. Stellt die Annahme des Wechsels aber ein besonderes, etwa nachträglich nach Abschluß des Kaufvertrages gewährtes Entgegenkommen des Verkäufers dar, so sind im Zweifel die Diskontspesen dem Käufer zur Last zu legen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß sich für einzelne besondere Geschäftszweige hiervon abweichende Übungen herausgebildet haben.

Der Stabeisenverband gegründet. Die Verhandlungen über die Neugründung des Stabeisenverbandes in Düsseldorf sind nunmehr abgeschlossen worden. Der Verband wird am 1. September seine Tätigkeit aufnehmen. Außerhalb sind nur die Oberschlesischen Werke, das Gußstahlwerk Döhlen und einzelne Qualitätswerke geblieben. Etwa 93 vH der Gesamtproduktion sind damit kartelliert.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 2. September 1925.)

Einkommensteuergesetz. Vom 10. August (RGBl. I. S. 189).
Körperschaftssteuergesetz. Vom 10. August (RGBl. I. S. 208).
Reichsbewertungsgesetz. Vom 10. August (RGBl. I. S. 214).

Gesetz über Vermögens- und Erbschaftssteuer. Vom 10. August (RGBl. I. S. 233).

Gesetz zur Änderung der Verkehrssteuer und des Verfahrens. Vom 10. August. (RGBl. I. S. 241.) Betrifft: Kapitalverkehrsteuer, Grunderwerbsteuer, Wechselsteuer, Umsatzsteuer, das Verfahren nach Reichsabgabenordnung und 3. Steuernotverordnung, Kapital- und Steuerflucht.

Gesetz über die gegenseitigen Besteuerungsrechte des Reichs, der Länder und der Gemeinden. Vom 10. August. (RGBl. I. S. 252.)

Gesetz über Änderungen des Finanzausgleichs zwischen Reich, Ländern und Gemeinden. Vom 10. August. (RGBl. I. S. 254.) Darin Artikel II. „Geldentwertungsausgleich bei bebauten Grundstücken" (Hauszinssteuer).

Diese sämtlichen neuen Steuergesetze (dazu noch die neuen Verbrauchssteuern) enthält das Reichsgesetzblatt Nr. 39.

Ausführungsbestimmungen der Länder zu den Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten. Vom 30. April 1925. (Reichsarbeitsbl. Nr. 32/33 vom 1. 9. 1925). Von allgemeinem Interesse sind die Verfügungen zu § 8, Absatz 3, der eine Verlängerung der Höchstdauer der Notstandsarbeiten und zu § 9, Absatz 4, der die Festsetzung einer Höchstgrenze für die Entlohnung der Notstandsarbeiter vorsieht. Die Ermächtigung, die Höchstdauer der Notstandsarbeiten, die in der Regel 3 Monate betragen soll, zu verlängern, wird in Preußen den Regierungspräsidenten, in Bayern, Württemberg und Baden dem Landesamt für Arbeitsvermittlung übertragen. Die Befugnis zur Genehmigung einer durch das zuständige Landesarbeitsamt festgesetzten Höchstlohngrenze für Notstandsarbeiter wird in Preußen den Regierungspräsidenten erteilt, in Württemberg behält das Arbeitsministerium sie sich vor. — Ferner sei hervorgehoben: In den Ausführungsbestimmungen von Sachsen wird nochmals betont, daß Notstandsarbeiten eine Form der Erwerbslosenfürsorge darstellen und daß demgemäß die arbeitsrechtlichen Bestimmungen für Notstandsarbeiter nur insoweit gelten, als sie in § 9 ausdrücklich zugelassen sind. In Baden kann der Vorsitzende des Arbeitsnachweises eine Mindestleistung festsetzen, die von den Notstandsarbeitern erreicht werden muß; Notstandsarbeiter, die aus eigenem Verschulden diese Mindestleistung nicht erreichen, sind gegen arbeitswillige Erwerbslose auszutauschen.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Ludwig Stroux.

Die Frage der Verjährungsfrist bei späterer Bemängelung eines unvollendeten Bauwerkes. Ein Baugeschäft, das die Ausführung der Eisenbetonarbeiten an einem Um- und Neubau vertraglich übernommen hatte, stellte die Arbeit auf Grund von

Differenzen mit dem Bauauftraggeber ein, wobei es strittig blieb, auf wessen Veranlassung die Stillegung erfolgte. Der in einem Vorprozeß eingeklagte Werklohn wurde der Baufirma zugesprochen. Die von dem Auftraggeber im Juni 1922 erhobene Klage auf Schadensersatz wegen Mangelhaftigkeit der von der Beklagten ausgeführten Arbeiten, wurde vom Landgericht und Oberlandesgericht wegen Verjährung der Ansprüche des Klägers abgewiesen. — Der 6. Zivilsenat hat das Urteil des Oberlandesgerichts aufgehoben und die Sache zur anderweitigen Verhandlung und Entscheidung zurückverwiesen. Die Frage, ob eine Abnahme des Werkes stattgefunden und daher die kurze Verjährungsfrist des § 638 BGB zu laufen begonnen habe, sei nicht einwandfrei entschieden. Das Landgericht hatte eine Abnahme nicht für möglich erachtet und deshalb den Beginn der Verjährung auf den Zeitpunkt festgelegt, an welchem die Beklagte mit ihren Arbeiten aufhörte. Das Oberlandesgericht nimmt an, daß äußersten Falles die Verjährung in Lauf gesetzt worden sei, als der Kläger dazu überging, die Arbeit durch eine andere Firma fortführen zu lassen. Der Annahme, daß im vorliegenden Fall eine Abnahme nicht möglich gewesen sei, wird vom R.G. nicht beigetreten. Zu einer Abnahme im Sinne des § 640 BGB gehört allerdings nach der ständigen Rechtsprechung des Reichsgerichts regelmäßig die körperliche Hinnahme der Leistung. Eine Abnahme sei auch möglich, wenn der Besteller so wie so schon im Besitz der Sache und des darauf errichteten Werkes ist. In diesem Falle hat sich die Abnahme auf die Erklärung des Bestellers zu beschränken, daß er die Leistung als eine der Hauptsache nach dem Vertrage entsprechende Erfüllung anerkenne. Über die Frage, ob der Kläger die Arbeiten der Beklagten ausdrücklich oder durch schlüssige Handlung übernommen hat, sei noch eine einwandfreie Feststellung des Oberlandesgerichtes erforderlich (R.G. VI 10/25 v. 24. April 1925).

Stellung einer Nachfrist vor Rücktritt vom Vertrage? Ein Lichtspielhaus hatte die Zahlung des Kaufpreises für eine Filmlizenz verweigert, weil es über die Verwertbarkeit des Bildstreifens arglistig getäuscht worden sei. Diesen Einwand mit der Behauptung, daß es nicht zu erfüllen brauche, erhielt es auch aufrecht, als die jetzige Beklagte (die Filmgesellschaft) in einem Vorprozeß Klage auf Erfüllung erhob, und in der 1. Instanz ein obsiegendes Urteil erlangte. Nachdem das Lichtspielhaus als Klägerin Berufung eingelegt hatte, erklärte die jetzige Beklagte (die Filmgesellschaft), daß der Rechtsstreit sich erledigt habe und daß sie wegen Erfüllungsverweigerung der Gegenpartei vom Vertrage zurückgetreten sei und die Lizenz nunmehr anderweitig vergeben habe. Das Reichsgericht hat die Klage abgewiesen, weil die Beklagte im Vorprozeß nicht nur das Zustandekommen eines bindenden Vertrages bestritt, sondern auch den Einwand der arglistigen Täuschung erhoben habe. Eine schroffere und nachhaltigere Weigerung der Vertragserfüllung sei kaum denkbar. Der hartnäckigen Weigerung gegenüber habe es vor Rücktritt vom Vertrage keiner Fristsetzung nach § 326 BGB bedurft (R.G. I 402/24 v. 4. April 1925).

Großhandelsindex.

29. Juli	5. August	12. August	19. August	26. August
133,9	133,8	134,2	131,6	127,3

Reichsindexziffer für Lebenshaltungskosten.

Die Reichsindexziffer für die Lebenshaltungskosten (Ernährung, Wohnung, Heizung, Beleuchtung, Bekleidung und „sonstigen Bedarf“) hat sich für den Durchschnitt des Monats August um 1,2 vH auf 145 gegen 143,3 im Vormonat erhöht. Die Steigerung ist vor allem auf die Erhöhung der Wohnungsmiete zurückzuführen.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband und Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband Berlin W 35, Nollendorfplatz 3, I.)

Zur eingehenderen Orientierung über die am 1. Mai 1925 in Kraft getretene Verfahrensvorschrift für Sachleistungen kann die von dem Präsidenten des Reichskommissariats für Reparationslieferungen, Geh. Regierungsrat Albert Cuntze verfaßte kleine Schrift: „Das neue Sachleistungsverfahren nach dem Londoner Protokoll“, Carl Heymanns Verlag, Berlin, empfohlen werden. 163 Seiten, Preis 7,— M.

Fristgemäße und fristlose Lösung des Arbeitsverhältnisses.

Von Syndikus Dr. Brunner, Hof-Dresden.

Die Reichsverfassung statuiert bekanntlich für jeden Deutschen das Recht völliger Vertragsfreiheit, nur ein Rechtsgebiet und zwar ein gegenwärtig besonders wichtiges hat man davon ausnehmen zu müssen geglaubt, in dem man dem einen Vertragskontrahenten in seiner Willensfreiheit weitgehende Beschränkungen auferlegte. Ich denke dabei an das Gebiet des Arbeitsrechts und an die Hemmungen gesetzlicher Natur, die der Arbeitgeber zu überwinden hat, wenn er das Vertragsverhältnis mit seinem Arbeitnehmer zu lösen beabsichtigt. Während der Arbeitnehmer die Lösung unbeschränkt vornehmen kann, unter Umständen ohne überhaupt eine Kündigungsfrist einhalten zu brauchen — Klagen auf Schadensersatz dieserhalb, die der Arbeitgeber zwar erheben kann, werden mit Rücksicht auf ihre Aussichtslosigkeit selten durchgeführt — kann das Arbeitsverhältnis durch den Arbeitgeber nur unter Berücksichtigung gewisser gesetzlicher Bestimmungen beendet werden. Ich verweise hierbei vor allem auf die §§ 84 ff des BRG., die dem Arbeitnehmer ein Einspruchsrecht gegen die Kündigung geben unter Umständen mit dem Erfolg, daß das Arbeitsgericht seine Wiedereinstellung, im Weigerungsfalle eine geldliche Abfindung anordnet. Ich verweise ferner auf die Stillegungsverordnung vom 15. X. 1923, die Kündigungen, die unter Nichtbeachtung ihrer Bestimmungen erfolgen, für nichtig erklärt. Abgesehen von diesen Kündigungserschwerungen für sämtliche Arbeitnehmer sind manche Kategorien noch besonders geschützt, so einmal die Mitglieder einer Betriebsvertretung, deren Kündigung überhaupt nur dann rechtliche Wirksamkeit hat, wenn sie unter Zustimmung der übrigen Mitglieder der Betriebsvertretung oder ersatzweise unter Zustimmung des Arbeitsgerichtes erfolgt ist (§ 96, 97 BRG.). Ferner die Schwerbeschädigten, zu deren Kündigung der Arbeitgeber die Zustimmung der Hauptfürsorgestelle bedarf. (Schwerbeschädigten Gesetz vom 12. I. 23.) Nur dann, wenn ein wichtiger Grund vorliegt, der den Arbeitgeber zur Lösung des Arbeitsverhältnisses berechtigt, kann er eine solche uneingeschränkt vornehmen. Auch hier kann aber von Arbeitnehmerseite geltend gemacht werden, es liege ein solcher Grund nicht vor, und damit die Sache an die zuständigen Gerichte (Gewerbe- und Kaufmannsgericht) gebracht werden, die dann die Berechtigung zur fristlosen Entlassung zu prüfen haben. Wird das Vorliegen eines solchen Grundes verneint, so gilt die Kündigung aber trotzdem als ausgesprochen, nur nicht als fristlose, sondern das Arbeitsverhältnis läuft noch bis zum Ablauf der bestehenden Kündigungsfrist weiter. Die Gründe, die zur fristlosen Entlassung berechtigen, können gesetzlicher oder vertraglicher Natur sein. Vertraglicher Natur insofern, als unter Umständen durch Arbeitsordnung oder Tarifvertrag bestimmte Tatbestände festgestellt werden, die den Arbeitgeber, wenn sie vorliegen, zur Lösung des Arbeitsverhältnisses ohne Einhaltung der Kündigungsfrist berechtigen. Sonst kann allgemein nach § 626 BGB. das Dienstverhältnis von jedem Teile ohne Einhaltung einer Kündigungsfrist gekündigt werden, wenn ein wichtiger Grund vorliegt. Im besonderen besagt der § 123 und 124 a der Gewerbeordnung, wann gewerbliche Arbeitnehmer vor Ablauf der vertragsmäßigen Zeit und ohne Aufkündigung entlassen werden können und der § 72 des Handelsgesetzbuches, wann dies bei kaufmännischen Angestellten der Fall ist. Nach § 123 GO. kann fristlose Entlassung erfolgen:

1. dann, wenn Arbeiter beim Abschluß des Arbeitsvertrages den Arbeitgeber durch Vorzeigung falscher oder verfälschter Arbeitsbücher oder Zeugnisse hintergangen oder über das Bestehen eines anderen sie gleichzeitig verpflichtenden Arbeitsverhältnisses in einen Irrtum versetzt haben.

Empfehlenswert ist es in solchen Fällen allerdings, nicht von der fristlosen Entlassung Gebrauch zu machen, sondern das Arbeitsverhältnis nach § 119 BRG. wegen Irrtums anzufechten. Die Anfechtung hat die Wirkung, daß das Arbeitsverhältnis von Anfang an nichtig wird.

2. wenn sie eines Diebstahls, einer Entwendung, einer Unterschlagung, eines Betruges oder eines liederlichen Lebenswandels sich schuldig machen.

Gleichgültig ist es, wer durch die strafbare Handlung benachteiligt worden ist. Es ist z. B. nicht notwendig, daß der Arbeitgeber der Bestohlene ist. Nicht notwendig ist ferner auch etwa eine Verurteilung wegen der strafbaren Handlung, ferner braucht sie auch nicht während des Bestehens des Arbeitsverhältnisses begangen sein. Ein liederlicher Lebenswandel wird in der Regel dann als vorliegend angenommen werden, wenn der Arbeiter dem Trunke oder geschlechtlichen Ausschweifungen ergeben ist.

3. wenn sie die Arbeit unbefugt verlassen haben oder sonst den nach dem Arbeitsvertrage ihnen obliegenden Verpflichtungen nachzukommen beharrlich verweigern.

Dies ist wohl die am meisten übertretene Bestimmung, es ist aber auch die am meisten umstrittene.

Wann liegt unbefugtes Verlassen der Arbeit und wann eine beharrliche Verweigerung daraus dem Arbeitsvertrage obliegenden Verpflichtungen vor? Unbefugtes Verlassen der Arbeit kann dann immer als gegeben angesehen werden, wenn der Arbeiter ohne Entschuldigung eine Zeitlang vorübergehend von der Arbeit fernbleibt. Ein beharrliches Verweigern, wenn der Arbeitnehmer wiederholt aufgefordert ist, seinen Verpflichtungen nachzukommen und trotz dieser mehrfachen Anordnungen diesen keine Folge leistet. Vielfach stellt man sich auf den Standpunkt, daß auch das unbefugte Verlassen der Arbeit ein beharrliches sein müßte. Man stützt sich dabei darauf, daß, wie aus den Worten „oder sonst“ hervorginge, die Qualifikation beharrlich auch auf das unbefugte Verlassen angewendet werden müßte. Eine derartige Auslegung scheint unbedingt als zu weitgehend. In letzter Zeit hat sich die Rechtsprechung vor allem auch der oberen Instanzen auf den Standpunkt gestellt, daß den Worten „oder sonst“ keine tiefere Bedeutung beizumessen ist, daß also der Tatbestand des § 123 Ziffer 3 gegeben ist, wenn die Arbeit unbefugt verlassen worden ist, ohne daß dies etwa wiederholt geschehen wäre. Hierher gehört auch der Fall des Streiks und der passiven Resistenz. Nach herrschender Ansicht löst der Streik an sich das Arbeitsverhältnis nicht; dazu ist noch die ausdrückliche ausgesprochene Entlassung nötig; ungeachtet dessen, daß Streik als

unbefugtes Verlassen der Arbeit zur fristlosen Entlassung berechtigt, empfiehlt es sich, daß der Arbeitgeber außerdem noch ein paarmal zur Weiterarbeit auffordert, damit auch der Tatbestand der beharrlichen Weigerung gegeben ist. Passive Resistenz ist Weigerung der aus dem Arbeitsvertrag resultierenden Verpflichtungen und berechtigt ebenfalls zur Lösung des Arbeitsverhältnisses ohne Einhaltung der Kündigungsfrist, wenn der Arbeitgeber wiederholt zur Leistung ordnungsgemäßer Arbeit aufgefordert hat.

4. wenn sie der Verwarnung ungeachtet mit Feuer und Licht unvorsichtig umgehen (also auch hier ein wiederholtes Vergehen, was aus den Worten „der Verwarnung ungeachtet" hervorgeht).
5. wenn sie sich Tätlichkeiten oder grober Beleidigungen gegen den Arbeitgeber oder seinen Vertreter oder gegen die Familienangehörigen des Arbeitgebers oder seiner Vertreter zuschulden kommen lassen.

Nicht jede Beleidigung genügt, es muß eine grobe oder schwere sein. Als schwere Beleidigung wird man wohl ansehen können, wenn z. B. dem Arbeitgeber der Vorwurf der Ausbeutung seiner Arbeiter gemacht wird, wenn er als Lügner bezeichnet wird und ähnliches mehr. Bei der Beurteilung der Frage, ob ein Grund zur sofortigen Entlassung deswegen vorliegt, wird in der Regel das Verhalten des Arbeitgebers oder seines Vertreters mit berücksichtigt, vor allem ob er etwa den Arbeiter durch Beleidigung oder sonst irgendwie gereizt hat.

6. wenn sie einer vorsätzlichen und rechtswidrigen Sachbeschädigung zum Nachteile des Arbeitgebers oder eines Mitarbeiters sich schuldig machen.
7. wenn sie Familienangehörige des Arbeitgebers oder seiner Vertreter oder Mitarbeiter zu Handlungen verleiten oder zu verleiten suchen oder mit Familienangehörigen des Arbeitgebers oder seiner Vertreter Handlungen begehen, welche wider die Gesetze oder die guten Sitten verstoßen.
8. wenn sie zur Fortsetzung der Arbeit unfähig oder mit einer abschreckenden Krankheit behaftet sind.

Zur Fortsetzung der Arbeit ist der Arbeiter dann unfähig, wenn er ihr aus nicht in seinem Willen liegenden Gründen fernbleiben muß, so wegen Krankheit, Verbüßung einer Freiheitsstrafe, Verhaftung usw. Der Tatbestand ist auch dann gegeben, wenn der Arbeiter nicht dauernd arbeitsunfähig ist, es genügt also ein vorübergehendes Unfähigsein. Dabei ist allerdings zu beachten, daß es sich dabei nicht um eine „verhältnismäßig nicht erhebliche Zeit" im Sinne des § 616 BGB. handeln darf.

In den unter 1—7 behandelten Fällen ist eine fristlose Entlassung nur dann zulässig, wenn die derselben zugrunde liegenden Tatsachen dem Arbeitgeber nicht länger als eine Woche bekannt sind. Die Frist wird dadurch in Lauf gesetzt, daß der Arbeitgeber oder sein Vertreter von dem Entlassungsgrund Kenntnis erlangt. Es empfiehlt sich daher, die Entlassung dann sofort auszusprechen, nicht etwa erst zu warten, damit der Arbeitgeber sich durch den Fristablauf nicht seines Rechtes begibt. Selbstverständlich kann, wenn es versäumt worden ist, rechtzeitig die fristlose Entlassung auszusprechen, wegen der in Frage kommenden Handlung eine fristgemäße Kündigung erfolgen. Der § 124 a der GO. bestimmt dann ferner noch, daß jeder der beiden Vertragskontrahenten aus wichtigen Gründen vor Ablauf der vertragsmäßigen Zeit und ohne Innehaltung der Kündigungsfrist die Aufhebung des Arbeitsverhältnisses verlangen kann, wenn dasselbe auf mindestens 4 Wochen oder wenn eine längere als 14 tägige Kündigung vereinbart ist. Ob ein Tatbestand als wichtiger Grund im Sinne dieser Vorschrift anzusehen ist, hat das Gericht in jedem einzelnen Falle unter Würdigung des ihm zugrunde liegenden Tatbestandes zu prüfen. Die Lösung kann nur unter den beiden Voraussetzungen erfolgen, daß das Arbeitsverhältnis auf mindestens 4 Wochen abgeschlossen oder eine längere als 14 tägige Kündigungsfrist vereinbart ist.

Die fristlose Entlassung des Handlungsgehilfen regelt, wie bereits angedeutet, der § 72 des Handelsgesetzbuches. Es heißt da:

Als wichtiger Grund, der den Prinzipal zur Kündigung ohne Einhaltung der Kündigungsfrist berechtigt, ist, sofern nicht besondere Umstände eine andere Beurteilung rechtfertigen, namentlich anzusehen,

1. wenn der Handlungsgehilfe im Dienst untreu ist oder das Vertrauen mißbraucht oder die ihm nach § 60 obliegenden Verpflichtungen verletzt.

Nach § 60 HGB. darf der Handlungsgehilfe ohne Einwilligung des Prinzipals weder ein Handelsgewerbe betreiben, noch in dem Handelszweige des Prinzipals für eigene oder fremde Rechnung Geschäfte machen.

2. wenn er seinen Dienst während einer den Umständen nach erheblichen Zeit unbefugt verläßt oder sich beharrlich weigert, seinen Dienstverpflichtungen nachzukommen.

Hierzu gelten im allgemeinen die zu § 123 Ziffer 3 der Gewerbeordnung gemachten Bemerkungen.

3. wenn er durch anhaltende Krankheit, durch eine längere Freiheitsstrafe oder Abwesenheit oder durch eine die Zeit von 8 Wochen übersteigende militärische Dienstleistung an der Verrichtung seiner Tätigkeit verhindert wird.

4. wenn er sich Tätlichkeiten oder erhebliche Verletzungen gegen den Prinzipal oder dessen Vertreter zu schulden kommen läßt.

Erfolgt die Kündigung, weil der Handlungsgehilfe durch unverschuldetes Unglück längere Zeit an der Verrichtung seiner Dienste verhindert ist, so wird dadurch der im § 63 bezeichnete Anspruch des Gehilfen (Anspruch auf Gehalt und Unterhalt bis zur Dauer von 6 Wochen) nicht berührt. Liegen die im einzelnen aufgeführten Gründe, die den Arbeitgeber zur fristlosen Entlassung des Arbeitnehmers berechtigen, vor, so schützen den Arbeitnehmer auch die Eigenschaften nicht, die, wie eingangs ausgeführt, dem Arbeitgeber eine fristgemäße Kündigung erschweren. Der § 96 BRG., der die Kündigung des Dienstverhältnisses eines Mitgliedes einer Betriebsvertretung ausdrücklich an die Zustimmung der Betriebsvertretung knüpft, besagt, daß diese Zustimmung nicht erforderlich ist bei fristloser Kündigung aus einem Grunde, der nach dem Gesetz zur Kündigung des Dienstverhältnisses ohne Einhaltung einer Kündigungsfrist berechtigt. Auch den Schwerbeschädigten schützt das Schwerbeschädigtengesetz vom 12. Januar 1923 nicht, wenn er Anlaß zur fristlosen Entlassung gibt. Der § 13 Abs. 3 des Gesetzes sagt hierzu: Die gesetzlichen Bestimmungen über die fristlose Kündigung werden nicht berührt. Wenn es sich um eine Krankheit handelt, die eine Folge der Kriegsbeschädigung ist, muß jedoch die Zustimmung der Hauptfürsorgestelle trotzdem eingeholt werden. Sehr wichtig ist, daß Schwerbeschädigte, denen lediglich aus Anlaß eines Streiks oder einer Aussperrung fristlos gekündigt worden ist, nach Beendigung des Streiks oder der Aussperrung wieder einzustellen sind. Während also bei sämtlichen übrigen Arbeitnehmern die aus Anlaß eines Streiks oder einer Aussperrung vorgenommene Entlassung das Arbeitsverhältnis löst und Wiedereinstellungen nur vorgenommen werden brauchen, wenn dahingehende Vereinbarungen getroffen werden, ist dies beim Schwerbeschädigten nicht der Fall. Er ist nach Beendigung des Streiks oder der Aussperrung auf Grund Gesetzes wieder einzustellen (§ 13 Ziffer 3 des Schwerbeschädigten-Gesetzes); jedoch ist die Bestimmung des § 13 Abs. 3 des Schwerbeschädigtengesetzes nicht unter allen Umständen anzuwenden. So hat z. B. das Gewerbegericht Berlin die Wiedereinstellungspflicht des Arbeitgebers bei Teilnahme eines Schwerbeschädigten am Streik abgelehnt, weil es sich um einen wilden Streik gehandelt hat, der von der Organisation nicht gebilligt war. In der Begründung sagt das Urteil, die Bestimmung des § 13 Abs. 3 ist nach ihrem Sinne getroffen, um diejenigen Schwerbeschädigten zu schützen, die unter dem Drucke ihrer Mitarbeiter in einen Streik getreten sind. Sie kann aber nicht zur Anwendung kommen, wenn es sich um einen Streik handelt, der weder von der Organisation noch von der Mehrheit der Belegschaft beschlossen ist und dem sich der Schwerbeschädigte vollkommen aus freien Stücken ohne jeden Druck seiner Mitarbeiter angeschlossen hat.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß die fristlose Kündigung auch durch solche Tatsachen gestützt werden kann, die erst nach der Entlassung eingetreten sind. Ein Urteil des Kammergerichts Berlin sagt dazu, es sei anerkannten Rechtes, daß die Entlassung, wenn sie erfolgt ist, auch auf Gründe gestützt werden kann, die dem Arbeitgeber später bekannt geworden sind. Es bestehe deshalb kein Bedenken, solche Gründe zur Beurteilung des Falles heranzuziehen.

Eine Güterumschlag-Verkehrswoche.

Deutschland hat im Jahre 1924 180 Mill. t Kohle gefördert. Bedenkt man, daß fast diese ganze Menge auf kürzeren und längeren Wegen den Verbrauchsstellen zugeführt werden muß, so erkennt man die Wichtigkeit der wirtschaftlichen Einrichtungen von Güterumschlaganlagen, die auf diesen Wegen liegen. Aber nicht nur die Gestehungskosten von Kohlen, sondern auch sämtlicher anderer Stoffe sind in hohem Maße von den Umschlageinrichtungen abhängig.

Der Nutzen aller Verbesserungen der einzelnen Beförderungsmittel kann vergrößert werden, wenn der Übergang oder Umschlag von einem Verkehrsmittel auf das andere glatt und fließend erfolgt. Der Einfluß der Wirtschaftlichkeit dieser Anlagen auf die Preisbildung von jeglichen industriellen Erzeugnissen ist also klar ersichtlich.

Um diese Tatsachen weitesten Kreisen der Industrie und Wirtschaft vor Augen zu führen, veranstaltet der Verein deutscher Ingenieure im Herbst eine Tagung, auf der hervorragende Fachmänner des In- und Auslandes in Berichten ihre Erfahrungen der Praxis mitteilen und Wege zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit und damit zur Verbilligung des Güterumschlages zeigen werden. Vom allgemeinen Überblick über Verkehrs- und Güterumschlagfragen bis zu den einzelnen Einrichtungen für Sonderzwecke werden Vorträge zur Erreichung dieser Ziele dienen. Kurze technische Filme von Güterumschlageinrichtungen sollen außerdem vorgeführt werden.

Alle Kreise der Industrie und des Handels, sowie des gesamten Verkehrswesens haben klar erkannt, daß gerade jetzt die Übermittlung der Erfahrungen führender Fachmänner für die Fortentwicklung der deutschen Technik von außerordentlicher Bedeutung sein werden. Die Behandlung der wichtigen Fragen des neuzeitlichen Güterumschlags bietet außerdem aber auch für den bereits im Berufsleben stehenden Nachwuchs aller technischen Kreise eine hervorragende Gelegenheit, die vorliegenden Probleme und ihre Lösungen kennenzulernen, die zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit im Güterumschlag nutzbar gemacht werden sollen.

Die Tagung findet vom 21. bis 24. September in Düsseldorf, am 25. und 26. September in Köln statt. Am 23. September werden die vorbildlichen Güterumschlaganlagen im Duisburg-Ruhrorter Hafen besichtigt. Am Schluß der Tagung, dem 26. September, ist eine besondere Führung durch die Kölner Baufachmesse vorgesehen. Die Geschäftsstelle der Tagung befindet sich im Ingenieurhaus, Berlin NW7.

Über die auf der Güterumschlag-Verkehrswoche von sachkundigen Herren in Aussicht genommenen Vorträge und Berichte gibt ein von vorgenannter Geschäftsstelle zu beziehender Nachweis Kenntnis.

Kölner Herbstmesse.

Der kommenden Herbstmesse in Köln werden die beiden Sonderfachausstellungen „Baufach" und „Das Meßgerät" den Stempel aufdrücken. Beide erfreuen sich der Förderung einer großen Anzahl von Verbänden, Vereinen, Behörden, wissenschaftlichen Instituten, Hochschulen und maßgebenden großen Firmen.

Die Baufachausstellung, die eins der wichtigsten wirtschaftlichen Probleme in den Vordergrund rückt, umfaßt folgende Gruppen: 1. Baustoffe, ihre Gewinnung und Verarbeitung, 2. Baumaschinen und Bauwerkzeuge, 3. Bauplanungen und Bauausführungen, 4. Ausstellung von Baubehörden, 5. Bauwissenschaft und Bauwirtschaft. In der Sondergruppe „Das Meßgerät" werden den Technikern und Ingenieuren in einem bisher noch nicht gezeigten Rahmen die neuesten Errungenschaften auf dem Gebiet der gesamten Meßtechnik vermittelt werden. Sie umschließt nicht nur Werkzeuge und Maschinen für Messungen aller Art, sondern auch Präzisionsinstrumente für physikalische und andere Forschungslaboratorien. Der Ausstellung liegt vor allem der Gedanke zugrunde, der Industrie Fingerzeige für eine Vervollkommnung der Betriebsorganisation zu geben und ihr Hilfsmittel für Rentabilitätsprüfung usw. zu zeigen.

Mit beiden Ausstellungen sind wissenschaftliche Tagungen verbunden, auf denen von bekannten Fachleuten der beiden Sondergebiete Vorträge über aktuelle technische Fragen gehalten werden.

Ausstellung Heim und Technik vertagt.

Der Deutsche Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine hat im Einvernehmen mit dem Rat der Stadt Leipzig und mit der Messe und Ausstellungs A.-G., Leipzig, den Beschluß gefaßt, die Ausstellung „Heim und Technik", die für die Zeit vom 1. Mai bis 8. August 1926 in Leipzig geplant war, vorläufig auf den Sommer 1927 zu verschieben. Die ungünstige Entwicklung, die die Wirtschaftslage in Deutschland in letzter Zeit genommen hat, und die Befürchtung, daß im Herbst mit einer weiteren Verschlechterung der Wirtschaftslage gerechnet werden muß, ließen es geboten erscheinen, die an der Ausstellung beteiligten Industriezweige nicht mit den Unkosten zu belasten, die unvermeidlich durch eine Ausstellung herbeigeführt werden.

Es kam hinzu, daß der Reichsverband der Deutschen Industrie dringend riet, die in letzter Zeit übergroß gewordene Zahl von Ausstellungen und Messen einzuschränken.

Bei der Wichtigkeit, welche das Ausstellungsthema „Heim und Technik" für unser ganzes Wirtschaftsleben beansprucht, ist es dringend notwendig, daß alle beteiligten Kreise ihre ganze Kraft zum Gelingen dieses Unternehmens ansetzen. Es mußte daher vorläufig von der Durchführung des Unternehmens Abstand genommen werden, da man über die wichtigste Kraft, nämlich die Finanzkraft der ausstellenden Industrie nicht frei verfügen konnte. Der Deutsche Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine wird alle Maßnahmen ergreifen, um die schon geleistete Arbeit auch für den späteren Ausstellungstermin nutzbar zu machen und die angeknüpften wertvollen Verbindungen aufrechtzuerhalten.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 30. Juli 1925.

Kl. 5 a, Gr. 2. L 61 507. Karl Prinz zu Löwenstein, Berlin, Lützowufer 11. Vorrichtung zum Bohren oder Wegmeißeln von Gestein; Zus. z. Pat. 405 590. 24. X. 24.

Kl. 20 a, Gr. 14. M 85 044. Maschinenfabrik Buckau Aktiengesellschaft zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Schrägaufzug für Gleisfahrzeuge; Zus. z. Pat. 365 792. 17. V. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. H 97 307. Hein, Lehmann & Co., Akt.-Ges., Berlin-Reinickendorf. Elektrischer Weichen- oder Signalantrieb. 14. 5. 24.

Kl. 20 i, Gr. 35. T 29 626. Telefunken-Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin. Vorrichtung zur Übertragung von Signalen auf fahrende Züge. 6. XII. 24.

Kl. 37 a, Gr. 2. G 59 542. Max Galke, Eisenach, Bismarckstr. 37. Kreuzweise bewehrte Hohlkörper- oder Leichtkörper-Eisenbetonrippendecke. 14. VII. 23.

Kl. 37 b, Gr. 2. B 107 696. Dr. Gottlieb Brauchli, Borsdorf b. Leipzig. Verfahren, um Baukörper aus Papier, Pappe oder anderen Zellstoffen feuer- und wasserbeständig zu machen. 19. XII. 22.

Kl. 37 b, Gr. 5. Sch 71 988. Heinrich Schmid, Cannstatt, Wiesenstr. 17. Holzverbindungsdübel. 21. VI. 24.

Kl. 81 e, Gr. 31. B 109 200. Braunkohlen- und Briket-Industrie A.-G., Berlin. Annähernd wagerechte Abraumförderbrücke. 5. IV. 23.

Kl. 81 e, Gr. 31. B 112 047. Braunkohlen- und Briket-Industrie A.-G., Berlin. Annähernd wagerechte Abraumförderbrücke; Zus. z. Anm. B 109 200. 14. XII. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 6. August 1925.

Kl. 35 b, Gr. 1. L 62 024. Lauchhammer-Rheinmetall A.-G., Berlin. Schräg einstellbare Verladebrücke. 27. XII. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. A 63 797. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltung zur Erzwingung des Geradlaufs von Verladebrücken u. dgl. 12. IX. 23.

Kl. 80 b, Gr. 4. F 55 523. Farbenfabriken vorm. Friedr. Bayer & Co., Leverkusen b. Köln a. Rh. Herstellung eines Magnesiazements. 20. II. 24.

Kl. 80 b, Gr. 12. W 68 644. Georg Wagapoff, Berlin, Großbeerenstr. 80. Verfahren zur Herstellung feuerfester Steine. 25. II. 25.

Kl. 80 b, Gr. 17. W 67 704. Ludwig Wilhelm Wunderlich, Demmin i. Pom. Herstellung einer zur Dachbedeckung, Fußboden- oder Wandbekleidung bzw. als Isolierstoff verwendbaren Masse. 22. XI. 24.

Kl. 81 e, Gr. 31. T 29 571. Dipl.-Ing. Friedrich Tannert, Leipzig, Weststr. 8. Abraumförderbrücke. 21. XI. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 13. August 1925.

Kl. 65 a, Gr. 37. F 56 984. Dr.-Ing. Hermann Föttinger, Zoppot b. Danzig, Baedekerweg 13. Modellschleppverfahren. 30. IX. 24.

Kl. 80 b, Gr. 25. R 62 951. Karl Rösler, Bochum, Ottostr. 99. Verfahren zur Herstellung plastischer Massen, insbesondere zur Herstellung von Teermakadam. 27. XII. 24.

Kl. 81 e, Gr. 36. G 59 554. Gutehoffnungshütte Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Einrichtung zum Bewegen von Bunkerverschlüssen. 19. VII. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 20. August 1925.

Kl. 37 b, Gr. 3. S 61 874. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin. Mast für Hochspannungsleitungen. 13. I. 23.

Kl. 37 e, Gr. 13. G 55 663. Mathias Gaßner, Piesenhausen, Post Marquartstein. Abstreichvorrichtung für mit erhöhten Rändern aufzutragende Schichten. 18. I. 22.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Das Torkretverfahren und seine technischen Probleme. Von Dr.-Ing. Adalbert Szilard. Mit 25 Abb. (65 S.) 1925. Verlag Julius Springer, Berlin. Preis 3,— GM.

Wie aus dem Vorwort hervorgeht, handelt es sich im vorliegenden Falle um eine Doktorarbeit, die mit „geringfügigen Änderungen" zur Vorlage an die Öffentlichkeit kommt. Zu bedauern ist zunächst ein äußerlich, daß der Verfasser seine Abhandlung mit dem Namen „Torkret-Verfahren" bezeichnet. Allgemein betrachtet, würde das Verfahren als solches besser als Betonspritzverfahren benannt werden, wenn nicht etwa der Verfasser — wie es allerdings den Anschein hat, für ein ganz besonderes Verfahren, das in der Anwendung der Zementkanone liegt und mit trockenem Gemisch arbeitet, allein in die Schranken tritt. Letzteres ist aber nicht immer der Fall, da er auch Gelegenheit nimmt, in seiner „Doktorarbeit" auf das Wettbewerbsverfahren mit feuchtem Beton zu sprechen zu kommen, wobei er dieses allerdings von einem durchaus einseitigen Standpunkte kritisiert. — Hierbei geht er sogar so weit, daß er (S. 32) — in einer Doktorarbeit! — die Behauptung aufstellt, daß der Grund, ein Naßverfahren einzuführen, „im wirksamen patentrechtlichen Schutze aller Hauptprinzipe, auf die sich das Torkretverfahren aufbaut, liege, daß es bei ihm versucht werden sollte, unter Umgehung der Anfeuchtungen der Düse einen ähnlichen Effekt, wie mit dem Torkret-

verfahren zu erreichen". Derartige Ausführungen sind irreführend, zum mindesten einseitig gefärbt, und das um so mehr, als gerade die Patentfähigkeit des Naßverfahrens von der Berufungsinstanz des Reichspatentamtes u. a. darin erkannt worden ist, daß die Verwendung von vornherein nassen Betons und die Art seiner Förderung, bedingt durch die Einfachheit der Spritzmaschine, als technischer Fortschritt einzuschätzen ist. In gleichem Sinne ist die Behauptung des Verfassers zu bewerten, daß die Bemühungen des Naßverfahrens beim Spritzbeton ohne Erfolg geblieben seien, sowie die hierfür von ihm weiterhin gegebenen „Beweise", die ohne genaue Sachkenntnis des Verfahrens, seiner Leistung und seiner Maschinen aufgestellt sein dürften. Es ist hier nicht der Platz, den Kampf zwischen den beiden Verfahren, dem Trocken- und Naßverfahren, auszufechten; dafür werden die hier in Frage kommenden Interessentenkreise und die Praxis selbst sorgen. Zurückgewiesen muß nur im Interesse des technischen wissenschaftlichen Schrifttums die Einseitigkeit der Behandlung werden, deren sich hier der Verfasser schuldig macht. Vor allem sind seine vergleichenden Ausführungen zu beanstanden, soweit sie sich auf die Betriebsverhältnisse des Naßverfahrens erstrecken. Behauptungen wie die, daß es sich bei letzterer Arbeitsart bisher nur um „Versuche" handelt, die „allerdings kein befriedigendes Resultat gezeitigt haben", oder daß die Bemühnngen des Naßverfahrens ohne Erfolg geblieben sind", widerstreiten den Tatsachen. Der Unterzeichnete kennt zufällig aus eigener Erfahrung beide Verfahren mit ihren Schwächen und Vorzügen genauer und muß bedauern, daß hier ein Weg zur Abgabe von Werturteilen gegangen und zugelassen worden ist, der für solche im Wettbewerb mit einander stehenden Verfahren nicht üblich ist und auch seither nicht beschritten worden ist. Die Schrift selbst bietet für den Fachmann nichts Neues, wird aber dem Neuling, welcher sich für Spritzbeton interessiert, ein willkommener Führer — allerdings ein vollkommen einseitiger sein, ihn also nur mit dem Spritz-Trockenverfahren bekannt machen. M. Foerster.

Wind und Wärme bei der Berechnung hoher Schornsteine aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Karl Döring, Ludwigshafen a. Rh. Mit einem Geleitwort von Dipl.-Ing. H. Goebel, Oberingenieur. Mit 69 Abb. im Text und 3 Tafeln. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1925. Preis 7,50 RM.

Es ist bekannt, daß beim Aufbau des Oppauer Werkes unter der verdienstvollen und großzügigen Leitung von Obering. Dipl.-Ing. Goebel aus der Katastrophe und ihren Einzelerscheinungen einmal zahlreiche wertvolle Lehren sowohl für die Wiederherstellung der Bauwerke als auch für die statische Zusammenwirkung im Verbundbau gezogen und zum andern die errichteten Neubauten benutzt wurden, um an ihnen wissenschaftliche Beobachtungen zu machen. In diesem Sinne wurde auch der einzige neu zu erbauende Eisenbetonschornstein von vornherein mit Meßapparaten versehen, die sowohl die Größenverhältnisse der auftretenden Winde als auch die Außen- und Innentemperaturen festlegten. Durch jahrelange sorgfältige Beobachtungen hat hierbei der Verfasser der vorliegenden Schrift Werte gewonnen, die für die Praxis deshalb von besonderer Bedeutung sind, weil sie die Berechnung der Verbundschornsteine durch das Erkennen und Einführen der wirklich auftretenden Wärmekräfte in bisher nicht erreichter Übereinstimmung mit der tatsächlichen Beanspruchung des Baues bringen. In diesem Sinne ist die Veröffentlichung von Dr. Döring keinesfalls eine Neueinstellung der bisher bei der Berechnung von Eisenbetonschornsteinen angewandten Theorie, sondern vielmehr eine kritische Betrachtung der bisher gültigen Berechnungs- und Belastungsgrundlagen und weiterhin ein Nachweis für deren seitherige Unzulänglichkeit.

Behandelt werden die Hauptabschnitte: Beanspruchung durch lotrechte Belastung, Windbelastung, Wärmeeinfluß, Risse im Mauerwerk, Abkühlung der Rauchgase, Temperaturunterschiede im Mantel und Futter, Wärmespannungen im Mantel, Berechnung der Kaminkrone, rechnerische Ermittelung des Wärmeabfalles im Mauerwerk, Konstruktionsmaßnahmen zur Verminderung der Temperaturdifferenz im Mantel, Folgerungen aus den Messungen und Beobachtungen. Aus den letzteren, die eine sehr übersichtliche Zusammenfassung finden, sei hervorgehoben, daß:

1. das Raumgewicht für Eisenbeton bei Schornsteinen mit geringen Bewehrungen mit 2,4 zu hoch, für die Ermittlung der Windspannungen also zu günstig ist; hier erscheint etwa 2,25 am Platze.

2. Der Winddruck ist mit $w = 0{,}15\ v^2\ kg/m^2$ senkrecht getroffener Fläche anzunehmen. Bei Bauten mit kreisrundem Querschnitte muß demgemäß für $1\ m^3$ senkrecht getroffener Projektionsfläche mit $w = 0{,}1\ v^2\ kg$ gerechnet werden.

3. Die infolge ungleicher Erwärmung des Mantels in ihm auftretenden Zugspannungen erfordern die Lage der Bewehrung möglichst nahe der Außenfläche, naturgemäß unter Wahrung ausreichender Rostsicherheit.

4. Es ist mit Rauchgastemperaturen bei Eintritt in den Schornstein von ca. 250° C zu rechnen; hieraus folgen die vom Verfasser berechneten Temperaturunterschiede im Mantel erheblich höher als sie bisher zugrunde gelegt wurden; je nach der Lage des Querschnittes und der Wandstärke wird hier mit Unterschieden zwischen 45 bis 90° C zu rechnen sein. (Vielleicht dürfte sich ein Mittelwert von 70° C empfehlen.)

5. Besondere Beachtung verlangt die Berechnung und Ausbildung der Kaminkrone, da sich gerade hier in hohem Maße Risse gern ausbilden. Diese sind u. a. auf die senkrecht verlaufenden Wärmespannungen zurückzuführen, denen am freien Ende keinerlei Widerstand entgegensteht, während sich in tiefer liegenden Schichten diese Spannungen ausgleichen können. Die Ermittlung der hier auftretenden Zusatzspannungen wird vom Verfasser mit Hilfe der von Föppl in seiner „höheren Elastizitätslehre" gegebenen Berechnung über das Verhalten der Zylinderenden bei dünnwandigen Rohren gegeben. Es zeigt sich, daß die Erhöhung der Ringspannungen aus diesen Kraftwirkungen, die auf ein Ausweiten des Mantels an der Kaminkrone hinzielen, gegenüber den anderen Schaftteilen rd 56 vH beträgt.

6. Temperaturspannungen können durch bauliche Maßnahmen — Ventilation der Isolierschicht, Verwendung von hochwertigem Iement zur Erzielung geringer Wandstärken) vermindert werden. Zn diesem Sinne ist bei Eisenbetonschornsteinen eine isolierende Luftschicht zwischen Mantel und Futter erforderlich, um so mehr als diese zugleich die Möglichkeit des Angriffes der Rauchgase auf den Mantel und seine Eiseneinlage vermindert.

7. Aus wirtschaftlichen Gründen und durch Betriebsverhältnisse bedingt, erscheint es zweckmäßig, die Berechnung des Schaftes für den nicht betriebenen und betriebenen Kamin getrennt durchzuführen. Im ersteren Falle ist größter Winddruck (wie unter 2. angegeben), im letzteren eine Windlast nach den bisher üblichen amtlichen Bestimmungen, aber unter Hinzurechnung der Einwirkung der höheren Temperaturunterschiede, für die Spannungsermittlung zugrunde zu legen. Hierbei ist, unter Annahme von $\frac{F_c}{F_b} \geq 0{,}8$ vH, σ_e auf 1000 kg/cm² zu begrenzen.

Bei Formänderungen der horizontalen Mantelquerschnitte und bei Berechnung der Fundamente ist naturgemäß der Wind mit seiner Größtwirkung in Rechnung zu stellen. —

Ein Zahlenbeispiel, das erkennen läßt, wie einfach und klar die Durchführung der Berechnung auf Grund der voranstehend gefundenen Ergebnisse ist, beschließt die sehr bemerkenswerten Ausführungen von Dr. Döring. Einem jeden Fachmann, der sich mit dem Bau und der Berechnung von Eisenbetonschornsteinen befaßt, wird die Döringsche Veröffentlichung ein unentbehrlicher Ratgeber und Führer sein. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Ortsgruppe Brandenburg.

Im Laufe der nächsten Monate wird die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in Berlin eine Vortragsreihe mit Aussprachеabenden über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen" veranstalten. Es werden dabei folgende Fragen zur Behandlung kommen:

1. Welchen Stand hat der Ersatz der menschlichen Arbeitskräfte durch Maschinen im Bauwesen erreicht und wo muß die weitere Einführung bezw. die Vervollkommnung des maschinellen Betriebes angestrebt werden?
2. Die Normung und Typisierung im Bauwesen und ihre Einführung in die Praxis.
3. a) Wie kann der Unterricht der Baugewerkschulen neben gründlicher Fachausbildung die Erziehung zum wirtschaftlichen Arbeiten vermitteln?
   b) Wie kann beim akademischen Studium der Bauwissenschaften der Notwendigkeit wirtschaftlicher Ausbildung Rechnung getragen werden?
4. Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiter-Nachwuchs?
5. Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe und die Einführung neuer Bauweisen für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten?
6. Die Verbesserung des Wirkungsgrades der menschlichen Arbeit beim Bauen.
7. Gemeinschaftsarbeit im Bauwesen mit besonderer Berücksichtigung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit.
8. Wie baut Amerika? Was können und sollen wir von ihm lernen?

Das genauere Programm wird noch mitgeteilt werden.

Adressenänderungen.

Die Mitglieder werden gebeten, bei Wohnungswechsel ihre neue Adresse umgehend der Geschäftsstelle mitzuteilen, damit in der Zustellung der Mitgliedskarten keine Verzögerung eintritt.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

. Jahrgang 18. September 1925 Heft 24

NEUERE EISENWASSERBAUTEN AUF DEM GEBIETE DES WEHRBAUS[1]).

Von Oberingenieur Becher, Gustavsburg.

Nur einige Jahrzehnte sind es erst, daß die Anwendung on Eisen überhaupt eine größere Rolle im Wehrbau spielt. icht etwa, daß die technischen Voraussetzungen für die urchbildung von Bauwerken für den Wehrbau gefehlt hätten, ; wurden vielmehr keine größeren Aufgaben auf diesem Ge- ete an den Ingenieur gestellt. Erst die gewaltigen Ziele, die ngefähr Ende des vorigen, Anfang dieses Jahrhunderts dem utschen Wasserbau gesteckt wurden, ließen das Gebiet Eisenwasserbau" recht eigentlich aufkommen.

Die Schaffung von Wasserwegen und die Gewinnung von 'asserkräften im Großen sind diese Ziele, die in Teilen Deutsch-

Abb. 1: Schützenwehr im Rhein bei Laufenburg.

ids schon weit gefördert und im ganzen Reiche in weitester rderung begriffen sind. Der deutsche Ingenieur mußte sich t sprunghaft vom Kleinwehrbau auf den Großwehrbau um- llen.

Die grundlegende Arbeit für Kanalisierungs- und Wasser- aftprojekte hat der Hydrotekt zu leisten, der den Fluß- rakter je länger desto besser kennt. In die Einzelbearbei- ıg teilen sich dann Bauingenieure, Maschinenbauer und ektroingenieure.

Die vorliegende Abhandlung soll sich auf das einschlägige beitsgebiet des Eisenkonstrukteurs beschränken, dabei sind r auch hydraulische Fragen zu berühren, die nicht nur im gen Zusammenhange damit stehen, sondern von grund- ender Bedeutung für diese Arbeiten sind. Der Nichtspezialist dem Gebiete des Großwehrbaus glaubt vielleicht, es ist ındsätzlich das Gleiche, ob beispielsweise eine Brücke von wisser Stützweite und Fahrbahnbreite und irgendeiner Be- ung gebaut wird, oder ein Wehrverschluß für die gleiche htweite, für eine der Brückenbreite entsprechende Höhe und die durch diese Höhe bestimmte hydrostatische Belastung. ter gewissen Verhältnissen und als rein statisch aufgefaßtes Problem ist dies auch richtig. Vielleicht ist die letztere Aufgabe sogar die einfachere, da mit einer sehr gleichmäßigen Verteilung stoßfreier Lasten gerechnet werden kann, gegenüber den wandernden, mit Stößen in mehreren Richtungen verbundenen Lasten einer Eisenbahnbrücke beispielsweise. Als richtig hierbei muß anerkannt werden, daß die konstruktive Ausbildung von großen Wehrverschlüssen dem Statiker und Konstrukteur keine Schwierigkeiten bereitet, sobald die Bestimmung der äußeren Kräfte erfolgt ist, und zwar nicht nur für die normale Staulage des Wehrverschlusses, sondern für alle weiteren Lagen während des Hebens oder Senkens dieses Verschlusses. Die Bestimmung der äußeren Kräfte ist der springende Punkt für den Wehrbauer. Die Schwierigkeiten liegen einzig und allein auf hydrodynamischem Gebiete, in der Erkenntnis und Erfassung der hydraulischen Kräfte. Es gibt meines Erachtens nur zwei Möglichkeiten für den Wehrbauer, sich mit den Energien des fließenden Wassers abzufinden: entweder er gibt einem Wehrverschluß, dessen Formen er im übrigen für konstruktiv und statisch gut befunden hat, solche Festigkeit, daß alle hydrodynamischen Kräfte von ihm aufgenommen werden können. Er nimmt also diese Kräfte ohne weiteres in Kauf. Oder aber er versucht, dem Verschlusse eine solche Form und Lagerung zu geben, daß die hydrodynamischen Kräfte keine oder möglichst geringe Zusatzbelastungen zu den hydrostatischen Kräften ausüben, bezw. daß diese Zusatzbelastungen auf das geringste Maß herabgedrückt werden. Wichtig ist im letzteren Falle weiter, daß durch die Formgebung und Lagerung starke und plötzliche Wechsel in den Kraftwirkungen vermieden werden.

Was hiermit gesagt sein soll, wird am besten durch genauer Betrachtung zweier Ausführungsbeispiele veranschaulicht, und zwar einerseits der Schützwehranlage im Rhein bei Laufenburg, welche zur Zeit ihrer Erbauung weitaus die größten Abmessungen hatte, andererseits einer großen Doppelschützwehranlage, wie sie zurzeit ausgeführt wird. — Der Querschnitt einer Laufen-

[1]) Nach einem in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ehaltenen Vortrag.

burger Schütze ist in Abb. 1a dargestellt. Die Lichtweite einer Schütztafel ist 17,3 m. Die Verschlußkörperhöhe (obere und untere Tafel zusammengerechnet) 16 m. Später wurde noch eine Erhöhung um einen weiteren Meter vorgenommen. Die obere Tafel ist gegenüber der unteren nach Unterwasser zu versetzt, und zwar wurde diese Anordnung gewählt, weil bei umgekehrter Lage der Schützen zueinander das beim Senken der Obertafel überströmende Wasser, Eis, Schwemmsel usw. auf die Untertafel stürzen würde. Aus der in Abb. 1 c beigegebenen Grundrißskizze ist ersichtlich, daß jede Schütztafel in einer besonderen Pfeilernische und auf besonderen Laufschienen sich bewegt. Abb. 1a zeigt die Schützen in ihrer normalen Staulage, also Unterschütze auf der festen Wehrschwelle aufsitzend, Oberschütze bis zum Stauspiegel reichend. Bei der großen Lichtweite und Wasserdruckhöhe ergeben sich gewaltige Riegelabmessungen und dadurch Schützdicken. Die Stauwand der Untertafel ist auf den oberwasserseitigen Gurt der Riegel gelegt, es wird also durch die untere Schütze ein riesiger Kasten gebildet, der in normaler Staulage einen entsprechenden Auftrieb hat. Die Kraft zum Anheben der Untertafel aus der Staulage, also zum Loslösen von der festen Wehrschwelle, berechnet sich aus dem Eigengewicht der Schütztafel und des entsprechenden Hubkettenteiles und aus den Kräften, die durch den hydrostatischen Wasserdruck erzeugt werden. Diese letzteren Kräfte setzen sich zusammen aus der Rollenreibung, in Abhängigkeit von dem Wasserdruck auf die ganze Schütztafel, der Seitendichtungsreibung, in Abhängigkeit von dem auf sie entfallenden Teil des Wasserdruckes, dem Auftrieb der Schütztafel und der auf sie wirkenden Wasserauflast. In Abb. 1 a ist die Auftriebsfläche (links von der Vertikalen durch die Mitte der Schwellenauflagerung) und die Wasserauflastfläche (rechts von dieser Vertikalen) durch Schraffur kenntlich gemacht. Die nach unten gerichteten Kräfte, d. h. die Kräfte, welche dem Hochziehen der Schütze entgegenwirken, sind:

Eigengewicht der Schütztafel	217 t
Eigengewicht des entspr. Hubkettenstückes	30 t
Reibungskräfte	60 t
Wasserauflast	88 t
Sicherheitszuschlag von etwa 10 vH	37 t
in Summa	432 t
Hiervon ab der Auftrieb, welcher fördernd auf das Hochziehen der Schütze einwirkt	232 t
Somit tatsächliche Hubkraft	200 t

Dies bedeutet 92 vH des Eigengewichts der Schütze, also ein durchaus angemessener Wert.

Das Bild ändert sich aber sofort beim Anheben der Unterschütze von der festen Wehrschwelle, also bei Bildung eines Durchflußspaltes und bei Belassung der oberen Schütztafel in ihrer normalen Staulage, und zwar ist der Kraftwechsel am größten bei einer gewissen Spaltweite, der kritischen Spaltweite, die in diesem Falle 1,2—1,4 m beträgt. An der Unterfläche der Unterschütze schießt ein Wasserstrom unter einer Druckhöhe von 16 m durch. Der Strahl löst sich an der vordersten Kante der Schützunterfläche von der Schütztafel ab. Während die Horizontalkomponente des Wasserdruckes nahezu die gleiche Größe behält wie bei rein hydrostatischer Belastung, ändern sich die Vertikalkomponenten (Auftrieb und Wasserauflast) ganz gewaltig gegenüber den Druckverhältnissen bei normaler Staulage der Schütze. Denn der Auftrieb verschwindet vollständig, weil der Strahl von der Schützunterfläche abgelöst ist, und infolgedessen wirkt die ganze Wassermasse über der Unterschütze als Auflast, also die Masse von Oberkante Unterschütze bis Stauspiegel der Höhe nach und von Stauwand der Unterschütze bis Stauwand der Oberschütze der Breite nach. Aber es entsteht nicht nur eine vollständige Vernichtung des Auftriebes, sondern der mit sehr großer Geschwindigkeit unter der Schütztafel hindurchschießende Strahl erzeugt in dem Raum zwischen Wasserstrahl und Schützunterfläche einen luftverdünnten Raum, einen Unterdruck, den wir mit Saugwirkung bezeichnen, also auch eine Kraft, welche die untere Schütztafel nach unten zieht. Die Wertbestimmung für diese Saugwirkung stützt sich auf Versuche, die Herr Staatsrat Koch im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt über diesen ganzen Fragenkomplex durchführte.

Abb. 2. MAN-Doppelschütze.

Die Kräftewirkungen bei der erwähnten kritischen Spaltweite sind in Abb. 1 b dargestellt. Die Hubkraft der Unterschütze berechnet sich für diesen Belastungsfall wie folgt:

Eigengewicht der Schütztafel	217 t
Eigengewicht des entspr. Hubkettenstückes	30 t
Reibungskräfte	58 t
Wasserauflast	332 t
Saugwirkung	33 t
Insgesamt:	670 t
Hiervon ab Auftrieb:	0 t
Hubkraft:	670 t

das ist also 310 vH des Eigengewichts der Schütze.

Für diese Kraft mußten Hubketten und Windwerke bemessen werden. Nach Fertigstellung der Anlage zeigte sich, daß die tatsächlich auftretenden Kräfte mit ziemlicher Genauigkeit die berechneten Werte erreichten. Hätte man sich in der Berechnung der Hubkräfte vergriffen und diese um 20 oder 30 vH niedriger gewählt, so hätten zwar infolge des großen Sicherheitsgrades, der an und für sich bei der Dimensionierung solcher Konstruktionen eingeführt ist, kaum Befürchtungen für die Betriebsmöglichkeit bestehen können, aber zweifellos hätte die Lebensdauer der Anlage darunter gelitten, und zu einem Versagen wäre es gekommen, wenn die hydrodynamischen Wirkungen überhaupt nicht erkannt und berücksichtigt worden wären.

Abb. 3. Moderne Groß-Schützwehranlage.

Abb. 4. Schützwehr im Inn bei Jettenbach. Querschnitt.
6 Doppelschützen je L.-W. = 17 m, H. = 8,5 m.

Es liegt auf der Hand, daß der Wehr-
oauer, sobald er in die hydraulischen Zu-
sammenhänge eingedrungen ist, nach
Mitteln sucht, welche es ihm ermöglichen,
lie gestellten Aufgaben unter Vermeidung
ler großen Kraftwirkungen, unter Ver-
einfachung der Konstruktionen, also auf
möglichst ökonomische Weise, zu lösen,
ohne dabei die Betriebsbereitschaft, Be-
triebssicherheit und Lebensdauer der An-
agen zu beeinträchtigen, diese womöglich gerade durch die
Vereinfachungen zu verbessern und zu erhöhen.

Ein solches, und zwar ein außerordentlich durchgreifendes
Mittel wurde in der Anordnung gefunden, wie sie in Abb. 2 a
largestellt ist. Die Hauptmerkmale dieser neuen Doppelschütze
sind die folgenden:

Die Stauwand der unteren Schütztafel ist dicht an die Stau-
wand der oberen Tafel gerückt. Dadurch wird der Raum für die
Wasserauflast auf das durch die Horizontaldichtung zwischen
len beiden Schütztafeln bedingte Mindestmaß beschränkt.

Die untere Schütztafel hat nur zwei Hauptriegel und diese
ind als Fachwerkträger ausgebildet. Der untere der beiden
Riegel ist möglichst weit von dem Durchflußstrahl weggerückt,
also hochgelegt und hierdurch sowie durch die Ausbildung als
Fachwerkträger ist selbst bei höheren Unterwasserständen eine

Abb. 4a. Innwehr Jettenbach.

Einwirkung der vom Strahl erzeugten Luftverdünnung, also eine Saugwirkung, auf die Schütze unmöglich gemacht.

Die Stauwand der unteren Schütztafel kragt um etwa das Maß der Oberschützhöhe über den oberen Riegel der Unterschütze hervor, so daß die Obertafel in den freigehaltenen Raum zwischen Oberriegel und Stauwand der Unterschütze hineingesenkt werden kann. Durch diese Anordnung ist nicht nur das nahe Zusammenrücken der Stauwände der beiden Schütztafeln aneinander ermöglicht, sondern gleichzeitig auch die Bewegung beider Tafeln auf einer Lauf- bzw. Rollbahn und die Beschränkung auf eine einzige Pfeilernische (nicht zwei gegeneinander abgetreppte Nischen, wie bei Laufenburg Abb. 1c) für beide Tafeln (siehe Abb. 2c). Diese letztere Vereinfachung bedeutet auch wesentliche Ersparnisse in den tiefbaulichen Arbeiten (Pfeilerform, Pfeilerstärke, usw.).

Abb. 5. Schützwehr in der Isar bei Oberföhring. Querschnitt. 4 Doppelschützen je L.-W. = 17 m, H. = 5,65 m.

Abb. 5a. Isarwehr Oberföhring.

Je nach den Bewegungsarten, die man von den Schützen fordert, kann ein einziges oder ein Doppelwindwerk und Kettenpaar angeordnet werden.

Neben all diesen Vereinfachungen und Ersparnissen liegt der Hauptgewinn des neuen Schützsystems in der ganz außerordentlichen Herabminderung und Vergleichmäßigung der auf die Schütze selbst, wie aber ganz besonders auf die Huborgane und Windwerke einwirkenden Kräfte.

Aus den gleichen Zusammenstellungen wie für Laufenburg geht dies ohne weiteres hervor, und zwar für eine im Bau befindliche Schützwehranlage mit Öffnungen von 25 m Lichtweite und 11,8 m Höhe der Schütztafeln, wovon 3 m auf die oberen Tafeln entfallen.

Abb. 6a. MAN-Doppelschütze. Querschnitt.

Kraft zum Anheben der Unterschütze aus normaler Staulage.

Eigengewicht der Schütztafel	198 t
Eigengewicht des entspr. Hubkettenstückes	19 t
Reibungskräfte	31 t
Wasserauflast	0 t
Saugwirkung	0 t
Sicherheitszuschlag	37 t
Insgesamt:	285 t
Hiervon ab der Auftrieb mit	11 t
Hubkraft	274 t

das ist also 139 vH des Eigengewichtes der Schütztafel.

Für die kritische Spaltweite, Abb. 2b, berechnet sich die Hubkraft der Unterschütze wie folgt:

Eigengewicht der Schütztafel	198 t
Eigengewicht des entspr. Hubkettenstückes	19 t
Reibungskräfte	30 t
Wasserauflast	4 t
Saugwirkung	0 t
Sicherheitszuschlag	29 t
Insgesamt:	280 t
Hiervon ab der Auftrieb mit	0 t
Hubkraft:	280 t

das ist also 142 vH des Eigengewichts der Schütztafel.

Die Wasserauflast ist also von 0 auf maximal 4 t angewachsen und der Auftrieb von 11 t auf 0 t gesunken. Im zweiten Falle wird ja in Wirklichkeit eine ganz geringe Saugwirkung an dem Sohlendichtungsbalken der Schütze auftreten, die aber ihres geringen Wertes wegen ohne weiteres vernachlässigt werden kann. Der Sicherheitszuschlag hätte im zweiten Fall zum Teil oder ganz weggelassen werden können, während im ersten Fall die Einführung eines solchen berechtigt ist, da immerhin, wenn die Schütze lange Zeit in normaler Staustellung gelegen hatte, Vorlagerungen von Geschiebe, Einklemmen von Schwimmkörpern in die Seitendichtungen und sonstige, rechnerisch nicht erfaßbare Bewegungshindernisse in Betracht gezogen werden müssen. In Wirklichkeit wird die Hubkraft bei der kritischen Spaltweite kleiner sein, als die Kraft zum Anheben der Schütze aus der normalen Staulage.

Abb. 6. MAN-Doppelschütze. Riegel der Untertafel.

Abb. 7. MAN-Doppelschütze. Obertafel.

Während also bei dem Schützsystem, das für Laufenburg zur Ausführung kam, die größte Hubkraft das Eigengewicht der Schütztafel um rund 210 vH überschreitet, ist bei dem neuen System nur eine Überschreitung von rund 40 vH vorhanden und außerdem eine Gleichmäßigkeit der Kraft während des ganzen Hebens der Schütze aus dem Wasser. Hinzu kommen noch die übrigen, schon zuvor erwähnten wesentlichen Vorteile des neuen Systems. Es hat sich infolgedessen auch gut eingeführt. Einige Ausführungsbeispiele seien hier aufgeführt.

Fluß	Ort	Lichtweiten in m	Gesamthöhe in m	Höhe der Obertafel in m
Neckar	Beihingen-Pleidelsheim	10,00	6,00	1,50
Murg	Schönmünzach	2 × 13,30	10,00	2,70
Murg	Forbach	2 × 15,60	7,20	2,00
Inn	Jettenbach	6 × 17,00	8,50	2,30
Lech	Meitingen	3 × 8,50	5,80	1,50
Isar	Oberföhring	4 × 17,00	5,65	1,48
Iller	Tannheim	2 × 10,00	5,50	1,30
Iller	Kottern	4,40	4,80	1,10
Neckar	Untertürkheim	4 × 17,00	4,50	1,25
Amper	Zolling-Haag	6,00	7,83	3,80
Kocher	Kocherstetten	15,00	4,00	1,00
Iller	Unteropfingen	7,00	4,50	1,20
*Donau	Steinbach-Passau	6 × 25,00	11,80	3,00
*Neckar	Neckarsulm	2 × 17,00	5,60	1,40
Neckar	Wieblingen	20,00	3,90	0,90
Neckar	Wieblingen	20,00	5,50	1,30
*Saar	Mettlach	2 × 14,00	7,50	1,80
*Mulde	Klosterbuch	14,00	3,45	1,72
*Lech	Gersthofen	3 × 17,70	3,45	0,87

Die in der ersten Rubrik mit einem * bezeichneten Anlagen sind zurzeit im Bau.

Ein Typ für die Querschnittausbildung einer Reihe moderner Großschützwehranlagen ist in Abb. 3 gezeigt. Diese Anordnung zeichnet sich dadurch aus, daß der über das ganze Wehr durchlaufende Überbau nicht nur die Schützwindwerke aufnimmt, sondern auch den Dammbalkenkran und die Dammbalken selbst. Der Überbau ist in manchen Fällen aus Beton, in anderen Fällen aus Eisen mit Holz- oder Betonverkleidung hergestellt. Der in diesem Hause laufende Kran findet weitgehende Verwendung, einmal als Montagekran bei der Erstellung der Schützen, Windwerke usw., dann als Dammbalkenkran, also für das Ein- und Aussetzen und für die Lagerung der Notverschlußeinrichtungen und schließlich als Betriebskran bei etwaigen späteren Auswechslungs- und Ausbesserungsarbeiten.

Bei den meisten nach diesem Typ erbauten Anlagen ist die Zahl der Dammbalken, also der Einzelbestandteile des Notverschlusses, gleich der Zahl der Wehröffnungen gewählt, beispielsweise bei 6 gleichen Wehröffnungen und 12 m Oberwasserhöhe sind 6 Dammbalken von je 2 m Höhe angeordnet, so daß über den Dammbalkenschlitzen einer jeden Wehröffnung, und zwar in Höhe der Windwerksplattform und im Schutz des Hauses je ein Dammbalken gelagert ist. Ein Verfahren der Dammbalken nach einem neben der Wehranlage befindlichen Lagerplatz und alle damit verbundenen Verlängerungen der Kranbahn und sonstige Einrichtungen fallen hierdurch weg. Der Notverschluß ist stets betriebsbereit und in der kürzesten Zeit einsetzbar.

Abb. 4 zeigt einen Querschnitt der seit längerer Zeit in Betrieb genommenen Wehranlage im Inn bei Jettenbach mit 6 gleichen Doppelschützen von je 17 m Lichtweite und 8,5 m Höhe. Hier sind auf Ober- und Unterwasserseite Notverschlüsse vorgesehen, und zwar können die beiden Dammbalkensätze mit Hilfe eines einzigen Krans, der am Wehrende quer (in Flußrichtung) verfahrbar ist, eingesetzt werden. Abb. 4a zeigt ein Bild der fertigen Anlage.

Abb. 5 gibt den Querschnitt der vor kurzem in Betrieb genommenen Wehranlage in der Isar bei München (Oberföhring) mit 4 Doppelschützen von je 17 m Lichtweite und 5,65 m Höhe. Hier sind nur oberwasserseitig Dammbalken vorgesehen und die Gesamtanordnung stimmt grundsätzlich mit dem in Abb. 3 gezeigten Typ überein. Abb. 5a zeigt die fertige Anlage.

Aus den Abbildungen 6, 6a u. 7 ist die konstruktive Ausbildung der Haupttragriegel einer oberen und einer unteren Schütze und die Querschnittsform derselben sowie die Anordnung der Seiten- und Sohlendichtungen und der Dichtung der Horizontalfuge zwischen oberer und unterer Schütztafel erkenntlich.

Kurz erwähnt sei noch die Schützwehranlage in der Donau bei Passau (Donau-Kachlet), bei welcher 6 Doppelschützen von je 25 m Lichtweite und 11,8 m Höhe zur Anwendung kommen. Die Absenkbarkeit der oberen Schütztafel beträgt 3 m. Die Anlage ist im Bau und dürfte gerade in diesem Jahre die interessantesten Baustadien aufweisen. (Fortsetzung folgt.)

DIE VERTEILUNG DER ZUGARMIERUNG ÜBER DEN STÜTZPUNKTEN VON EISENBETONPLATTENBALKEN.

Vielfach ist die Unterbringung der Eiseneinlagen innerhalb der Stegbreite b_0 von Plattenbalken schwierig. Man muß häufig auf zwei Lagen, bisweilen auch noch mehr zukommen, weil die Breite nicht ausreicht. Die Nachteile einer Anordnung in mehreren Schichten sind bekanntlich in statischer Hinsicht: Verminderung des Hebelarmes der inneren Kräfte, in konstruktiver Hinsicht: Unsicherheit einer vollkommenen Umhüllung der Eiseneinlagen mit Beton, zum mindesten verringerte Festigkeit des Betons in der Zugzone.

Noch ungünstiger als im Felde von Balken liegen die Verhältnisse über den Stützen von durchlaufenden Trägern. Denn hier ist das Biegungsmoment viel größer, und die meistens ausgeführten Vouten vermögen den Hebelarm der inneren Kräfte nicht in gleichem Maße zu vergrößern[1]).

[1]) Weil die Randspannung des Betons an den Vouten mit 50 kg/cm² ausgenützt wird (gegen 25—35 kg/cm² im Felde), verringert sich der Hebelarm der inneren Kräfte im Verhältnis zur nutzbaren Höhe. Ist beim Plattenbalken in Feldmitte der Hebelarm $z = 0{,}92\,(h - a)$, so ist der entsprechende Wert an den Stützpunkten $z = 0{,}87\,(h - a)$. Durch diesen Umstand wird ein Teil der günstigen Wirkung der Voute hinsichtlich des inneren Hebelarmes aufgehoben.

Wenn nun, wie gewöhnlich, noch Nebenbalken an den Stützpunkten kreuzen und noch die Säulenarmierung, besonders Spiral- oder Ringarmierung hinzukommt, ist eine derartige Häufung von Eisenstäben vorhanden, daß die Ausführung schwierig wird und nicht vollkommen befriedigend ausfallen kann.

Eine gewisse Besserung dieser Verhältnisse ist zu erreichen, wenn man davon abgeht, alle Eisenstäbe innerhalb der Breite b_0 unterzubringen. Unter gewissen Bedingungen erscheint es vollkommen einwandfrei, von der Gesamtzahl der Zugeisen einige seitlich hinauszurücken in die Platte. Es müssen das natürlich Eisenstäbe sein, die nicht durch Aufbiegungen aus dem Untergurt in die Plattenzone gelangt sind, sondern gerade Stäbe, die zur Deckung der Momentenvergrößerung über den Stützen nötig sind. Wenn die Endbalken nicht vertikal in der Platte unterzubringen sind, können die Eisen unbedenklich quergedreht verlegt werden, so daß die Haken horizontal oder schräg liegen. Auf diese Weise wird es möglich sein, eine dritte oder gar vierte Lage Eisen über den Stützen zu vermeiden, und es erscheint gerade im gegenwärtigen Augenblick nicht unangebracht, einen dahingehenden Vorschlag zu bringen, da die kommenden amtlichen Bestimmungen für gewisse

Anwendungsbereiche die Ausführung von mehr als zwei Schichten Eisen untersagen werden.

Ähnlich liegen die Fälle auch, wenn in Feldmitte eine untenliegende Platte vorhanden ist, wie bei Trogbrücken. Bei einer Brücke mit untenliegender Gangbahn beispielsweise hatte der Unterzeichnete Gelegenheit, einen sehr dicht bewehrten Zuggurt durch Hinausrücken von Armierungsanteilen in die Platte zu verbessern. Statt drei Schichten Eisen brauchten dann nur noch zwei angewendet zu werden (vgl. Abb. 2).

Armierung des Nebenbalkens

Abb. 1.

Untergurt eines Trogbrückenträgers

Abb. 2. 6 Ø 20 + 4 Ø 18; statt 9 Ø 20; Voute zur Erhöhung des Scherwiderstandes.

In einem — dem Unterzeichneten erst neuerdings bekanntgewordenen — Aufsatze tritt Herr Ziv.-Ing. Paul Frei, Brünn (Beton und Eisen 1916, Heft 16, S. 217), ebenfalls für die seitliche Verteilung der Eisen an den Stellen ein, wo an die Zugzone des Balkens seitlich eine Platte anschließt. Herrn Frei leitet aber bei seinem Vorschlage vor allem die Sorge um die gezogene Platte. Maßgebend für die Rißbildung, die Herr Frei befürchtet, ist doch die Dehnung, die einem Körper zugemutet wird. Die Dehnung der Platte neben der Rippe ist die gleiche, wenn man die Armierung gänzlich innerhalb des Bereiches b_0 unterbringt, wie wenn man sie teilweise außerhalb davon verlegt. Sie kann nicht durch eine andere Verteilung der Eisenstäbe, sondern nur dadurch verringert werden, daß man die Eisenmenge überhaupt vermehrt. (Um hier nennenswerte Wirkungen zu erzielen, müßte man aber die Eisenmenge schon sehr erheblich vergrößern.) Eine risseverhindernde Wirkung der Eiseneinlagen außerhalb des Bereiches b_0 kann nur darin gesehen werden, daß die Dehnung auf eine gewisse Länge verteilt wird und sich zahlreiche haarfeine Risse bilden anstatt einer oder zweier Spalten.

Wenn Herr Frei dann fordert, daß zur Sicherung der Mitwirkung der Platte auch stets eine Querbewehrung vorhanden sein muß, wie bei der Druckplatte, so ist dem zum mindesten soweit beizupflichten, daß die Mitwirkung der Platte gesichert sein muß.

Die Menge der in die Zugplatte hinaus zu verschiebenden Hauptarmierung berechnet sich im Grenzfalle nach dem Scherwiderstand der Fuge t — t neben dem Stege. Durch Ausführung einer Voute kann die Sicherheit gegebenenfalls wiederhergestellt werden (vgl. Abb. 1 u. 2).

Als Berechnungsgrundlage für derartige Fälle hat zu dienen, daß die Fuge t — t auf jede Längs d x den Kräftezuwachs aufzunehmen hat, der in den in die Platte verschobenen Eisen auf die Länge d x eintritt $[f_e(\sigma_{e_{II}} - \sigma_{e_I})]$. Die Steigerung der Eisenzugspannung von Schnitt I zu Schnitt II ist eine Folge des Momentenzuwachses innerhalb dieser Strecke:

$$d\sigma_e = \frac{dM}{F_e z}$$

$$\tau\, dx\, d = f_e(\sigma_{e_{II}} - \sigma_{e_I}) = f_e\, d\sigma_e = \frac{dM}{z F_e} f_e$$

$$\tau = \frac{f_e}{F_e} \frac{dM}{dx} \frac{1}{zd}$$

$$\frac{dM}{dx} = Q; \qquad \tau = \frac{Q}{zd} \frac{f_e}{F_e}$$

Hierin ist τ die Schubspannung in der Fuge t — t, Q die Querkraft im Schnitt t — t, z der Hebelarm der inneren Kräfte, d die Plattenstärke, f_e der in die Platte verlegte Eisenquerschnitt auf einer Seite des Steges, F_e der gesamte Eisenquerschnitt der Zugzone.

Beispiel:

Bei einem durchlaufenden Plattenbalken ist über einer Stütze ein Moment von — 22,6 tm vorhanden, die statische Höhe des Balkens einschließlich der Voute ist h — a = 90 cm, die Plattenstärke d = 11 cm, $F_e = 29{,}2\ cm^2$, d. s. rd. 8 RE Ø 22 mm (30,41 cm²).

Wenn auch die acht Eisenstäbe noch leicht innerhalb der Breite b_0 von 30 cm unterzubringen waren, so wollen wir doch einmal annehmen, die Eisen sollten in einer Schicht und mit 6 cm gegenseitigem Achsenabstand eingelegt werden. Dann fällt auf jeder Seite ein Eisen aus dem Bereich b_0 heraus.

Zufolge der Querkraft $Q_{t-t} = 19{,}3$ t ist in dem lotrechten Schnitt:

$$\tau = \frac{f_e}{F_e} \frac{Q}{zd} = \frac{3{,}80 \cdot 19\,300}{30{,}41 \cdot 84 \cdot 11} = 2{,}62\ kg/cm^2.$$

Wenn man auf jeder Seite zwei Eisen nach außen verlegt hätte, würde die Schubsicherheit bereits nicht mehr genügend gewesen sein ($2 \times 2{,}62 > 4{,}00\ kg/cm^2$).

Man wird im allgemeinen für die außerhalb anzuordnenden Eisen einen kleineren Durchmesser wählen und dadurch mehr Stäbe nach außen verlegen und die Verteilungsbreite vergrößern können. Die Menge der nach außen verlegten Eisen sollte jedoch im allgemeinen nicht mehr als ein Viertel bis ein Drittel der Gesamtberechnung ausmachen, da sonst der von den Bügeln erfaßte Anteil der Zugarmierung zu klein wird.

Die vorgeschlagene Anordnung ist bei quergespannter Platte ohne Einfluß auf die rechnungsmäßigen Biegungsspannungen der Platte als solcher. Ist die Platte parallel zu dem Unterzug armiert, so treten zwar scheinbar Zusatzspannungen ein infolge der Verbreiterung der Balkenzugzone in die Platte hinein. In Wirklichkeit sind die gleichen Zugspannungen in der Platte nahe am Balken über den Stützpunkten auch vorhanden, wenn die Armierung innerhalb des Bereiches b_0 verbleibt, vor allem ist aber zu bedenken, daß in unmittelbarer Nachbarschaft des Balkens die Platte als solche nicht in der Längsrichtung, sondern in der Querrichtung durchgebogen wird, und für diese Biegung sind die Verbindungseisen zwischen Platte und Steg vorhanden.

Das Hinausrücken von Teilen der Hauptbewehrung in die Zugplatte ist also sowohl bei längsgespannter wie bei quergespannter Platte möglich und in vielen Fällen zu empfehlen.

Prof. Dr.-Ing. Kunze.

BEARBEITUNGSVERSUCHE MIT HOCHWERTIGEM BAUSTAHL.

Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.

Bei der für Ausschreibungen und Ausarbeitung von Entwürfen und Angeboten besonders wichtigen Frage der Abgrenzung des Verwendungsgebietes für hochwertigen Baustahl St. 48 ist der Preis der fertig erstellten Konstruktion von ausschlaggebender Bedeutung. Mit Ausnahme der Bearbeitungskosten sind alle den Gesamtpreis beeinflussenden Faktoren bekannt. Da die Bearbeitungskosten einen erheblichen Anteil der Gesamtgestehungskosten ausmachen, war man bislang auf rohe Schätzungen angewiesen.

Bei der heute schon recht ausgedehnten Verwendung von St. 48 für Eisenbauwerke war es geboten, diesem Übelstand ein Ende zu bereiten. Der Deutsche Eisenbau-Verband hat daher mit Unterstützung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch seine Kommission für wirtschaft-

liche Betriebsführung Bearbeitungsversuche ausführen lassen, über die nachfolgend berichtet wird.

Da die Bearbeitungskosten für Bauwerksflußeisen St. 37 bekannt sind und einen guten Vergleichsmaßstab bieten, war durch Bearbeitungsversuche festzustellen, wie hoch der Unterschied in den Bearbeitungskosten bei diesen Baustoffarten zu bewerten ist.

Zu diesem Zwecke war zu untersuchen, ob

1. sich Unterschiede im Kraftbedarf ergeben,
2. ein Unterschied im Verschleiß an Werkzeugen und Maschinen vorhanden ist,
3. sich Unterschiede im Zeitaufwand zeigen,
4. sich irgendwelche besondere Erschwernisse bei der Verarbeitung von St. 48 zeigen.

Zur Erreichung dieses Zieles sind sämtliche bei der Herstellung von Eisenkonstruktionen in der Werkstatt notwendigen Arbeitsgvorgänge in den Kreis der Betrachtungen aufzunehmen. Diese sind:

1. Die Lagerung und Förderung des Baustoffes,
2. das Vorzeichnen,
3. das Ankörnern,
4. das Schneiden auf der Blechschere,
5. das Hobeln,
6. das Schneiden auf der Profilschere,
7. das Sägen,
8. das Fräsen,
9. das Warmbiegen,
10. das Bohren,
11. das Zusammenbauen,
12. das Aufreiben,
13. das Nieten,
14. das Reinigen und der Anstrich.

Weiterhin wurde noch das Lochen, das für den Brückenbau keine Rolle spielt, sowie das Trennen mit der Schnellsäge und das Fräsen der beim Autogenschneiden entstehenden Kanten in die Versuche einbezogen.

Vorweg sei bemerkt, daß davon abgesehen wurde, die Arbeitsvorgänge des Vorzeichnens, des Ankörnerns, des Zusammenbaues, des Reinigens und Anstreichens einer Untersuchung zu unterziehen; es bedarf keiner näheren Erörterung, daß diese Vorgänge von der Festigkeit des Baustoffes nicht beeinflußt werden, und daß die Aufwendungen für dieselben keinerlei Abweichungen bei den beiden Arten von Baustoffen aufweisen.

Mit Rücksicht auf den Zweck der Versuche war es angebracht, den Verschiedenheiten, welche die einzelnen Werkstätten untereinander besitzen, in der Weise Rechnung zu tragen, daß jedes der an der Untersuchung beteiligten Werke eine Versuchsreihe für jeden Arbeitsvorgang durchführte. Die für die Auswertung notwendige Einheitlichkeit der Versuche wurde gewährleistet, indem letztere anhand von einheitlichen Beobachtungsbogen vorgenommen wurden. Durch diese Maßnahme sind nicht nur die verschiedenartigsten Maschinen, sondern auch unterschiedliche Werkzeuge zur Benutzung gekommen. Die Unterlagen für die Beantwortung der gestellten Fragen sind bei dem eingeschlagenen Vorgehen auf eine breite Grundlage gestellt worden und entsprechen den tatsächlich in den Werkstätten herrschenden Betriebsverhältnissen.

Auf eine wissenschaftliche Schärfe mußte bei den Versuchen verzichtet werden, der Rahmen der gestellten Aufgabe würde sonst überschritten worden sein; andererseits ist zu bedenken, daß die Festigkeitseigenschaften der zu untersuchenden Stoffe und die Schneidfähigkeit der bei den Prüfungen verwendeten Werkzeuge sehr erheblich schwanken, und daß die für die Messung der elektrischen Energie, die zum Antrieb der Maschinen diente, verwendeten Meßwerkzeuge beachtliche Fehlergrenzen besitzen. Es ist somit ausgeschlossen, Versuchsbedingungen zu schaffen, die einer streng wissenschaftlichen Untersuchung genügen. Auch würden, selbst wenn bessere Voraussetzungen gegeben gewesen wären, die Kosten der Versuche und die für dieselben aufzuwendende Zeit einen sehr erheblichen Umfang angenommen haben, ohne daß die Gewähr bestand, Ergebnisse zu erhalten, die besser geeignet wären, die Frage des Unterschiedes in der Bearbeitung von St. 37 und St. 48 zu beantworten als die Ergebnisse, die jetzt vorliegen.

Die Ausführung der Versuche erfolgte in den Werkstätten der nachbenannten Firmen:

1. Louis Eilers, Hannover,
2. Flender A.-G., Benrath,
3. Gutehoffnungshütte, Abt. Brückenbau, Sterkrade-Rh.,
4. C. H. Jucho, Dortmund,
5. Aug. Klönne, Dortmund,
6. Friedr. Krupp A.-G., Abt. Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen.

Der den Versuchen unterworfene Baustoff wurde von den folgenden Hüttenwerken geliefert:

Die Bleche von der Thyssenhütte, Gewerkschaft Mülheim-Ruhr.

Die Winkeleisen 120.120.13 von der Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen.

Die Winkeleisen 80.80.10, 110.110.14 und 140.140.13 von der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten A.-G., Abt.: Dortmunder Union.

Die Festigkeitsprüfungen zeigten folgende Eigenschaften:

Lieferwerk	Werkstoff	Streckgrenze	Bruchfestigkeit	Dehnung	Einschnürung
Thyssen	St. 37	—	44,2	24	—
,, ...	,,	—	44,6	25	—
,, ...	,,	—	42,5	26	—
,, ...	,,	—	42,8	25	—
Krupp	,,	28,6	41,9	28	—
,, ...	,,	24,8	42,2	26,5	—
,, ...	,,	25,2	43,8	26,5	—
Dtm. Union	,,	—	41,6	30,0	59,5
,, ...	,,	—	40,5	28,0	55,0
Thyssen	St. 48	32,3	54,6	21,0	36,1
,, ...	,,	31,6	52,5	25,0	41,1
Krupp	,,	30,2	50,0	23,0	51,5
,, ...	,,	32,6	57,5	19,0	46,0
Dtm. Union	,,	34,4	51,3	26,0	51,0

Die einzelnen Arbeitsvorgänge seien nachfolgend gesondert behandelt, am Schlusse werden die Ergebnisse zusammengefaßt.

1. Lagerung und Förderung.

Die gleichzeitige Bearbeitung von St. 37 und St. 48 erfordert besondere Maßnahmen bei der Lagerung und Förderung, um jede Verwechselung der beiden verschiedenen Baustoffe mit einander mit unbedingter Sicherheit auszuschließen. Daraus ergibt sich zunächst die Forderung, daß St. 48 stets in gesonderten Ladungen zum Versand kommt, um von vornherein eine Vermischung der beiden Werkstoffe zu vermeiden. Erschwerend fällt hierbei ins Gewicht, daß in vielen Fällen eine Ausnutzung der Mindestfrachten nicht möglich ist. Die einzelnen Ladungen erreichen nicht das Gewicht von 15 t; es entstehen erhöhte Frachtkosten. Der Umstand, daß die verschiedenen Profile, wie Stabeisen, Formeisen, Bleche und Universaleisen, nur selten von dem gleichen Walzwerk bezogen werden können, wirkt dabei besonders nachteilig.

Wie beim Transport auf der Eisenbahn, so muß auch bei der Stapelung des Materials auf den Lagerplätzen der Eisenbauwerkstätten eine strenge Trennung des St. 48 vom St. 37 vorgenommen werden; dies ist — wie ohne weiteres ersichtlich — mit einer schlechten Ausnutzung der Lagerplätze bzw. vielfach mit einer Vergrößerung derselben verbunden.

Die von den Walzwerken aufgebrachten Kennzeichen für St. 48 bedürfen einer ständigen Überwachung; bei längerer Lagerung müssen sie häufig einer Erneuerung unterzogen werden.

Sämtliche kurzen Arbeitsstücke, die aus großen Stablängen geschnitten werden, müssen jedes für sich von neuem als St. 48 gekennzeichnet werden.

Die Förderung des St. 48 während der Bearbeitung vom Lager bis zur Zulage muß unter besonderer Aufsicht, die sich der Folgen einer Verwechselung von St. 48 mit St. 37 im vollen Umfange bewußt ist, geschehen. Es ist ausgeschlossen, die Bewegung der Baustoffe in der sonst üblichen Weise unverantwortlichen Arbeitern zu überlassen.

Auch die Nieten aus St. 48 müssen trotz ihrer besonderen Kennzeichnung getrennt von denjenigen aus St. 37 gelagert werden. Die Bereitstellung besonderer Lagerkästen läßt sich nicht umgehen. Bei der Ausgabe der Nieten ist mit größter Vorsicht zu verfahren.

Die geschilderten Verhältnisse beeinflussen die Kosten der Lagerung und Förderung, die bei der Bearbeitung von St. 48 neben St. 37 entstehen, in ganz beachtlicher Weise und zwar nicht nur für St. 48 allein, sondern, was nicht verkannt werden darf, auch für St. 37. Die Mehraufwendungen zahlenmäßig zu erfassen und nachzuweisen, ist nicht möglich; man ist auf Schätzungen angewiesen, die jetzt, nachdem größere Bauwerke aus St. 48 von den an den Versuchen beteiligten Firmen ausgeführt worden sind, mit genügender Genauigkeit übersehen werden können. Die Höhe der Mehrkosten der Lagerung und Förderung im Werke werden, vorsichtig geschätzt, zwischen 10 bis 15 vH der bei St. 37 erforderlichen Kosten angegeben.

2. Schneiden von Blechen.

Es wurden von Blechen von 2000 mm Länge und 10 mm bzw. 20 mm Stärke je 30 Streifen von 15 mm Breite abgeschnitten. Bei 10 mm Stärke ist die Stromstärke bei 10 Versuchsreihen für St. 48 niedriger als für St. 37; in einem Falle ist die Stromstärke bei beiden Baustoffen gleich. Bei 20 mm Blechstärke ist in 4 Versuchsreihen die Stromstärke bei St. 48 höher als bei St. 37; bei den 8 übrigen Versuchsreihen ist das Umgekehrte der Fall. Die Erscheinung, daß St. 48 dem Schneiden geringeren Widerstand entgegensetzt als St. 37, dürfte in der größeren Sprödigkeit des ersteren Baustoffes begründet sein.

Eine stärkere Abnutzung der Messerschneiden bei St. 48 als bei St. 37 ist bei 3 Versuchsreihen nicht beobachtet worden, jedoch gibt ein Werk an, daß bei längerem Schneiden von St. 48 die Messer in kürzerer Zeit stumpf werden als beim Verarbeiten von St. 37. Der Unterschied wird mit 10 bis 15 vH bemessen.

Die Zeitangaben umfassen in 5 Werken nicht nur die reine Schnittdauer, sondern auch die Zeit für das Verschieben der Werkstücke; nur ein Werk hat die Schnittzeit gemessen. Hierbei zeigen sich für beide Baustoffe keinerlei Unterschiede. Dies kann nicht überraschen, da die Zeit für den Niedergang des Messers bei der nur wenig schwankenden Umlaufzahl des Antriebsmotors konstant bleiben muß.

Aus den Versuchen kann geschlossen werden, daß das Schneiden von Blechen der verschiedenen Festigkeit mit Ausnahme eines stärkeren Messerverbrauches bei St. 48 den gleichen Aufwand verlangt wie bei St. 37.

3. Hobeln.

Die Versuchsbleche besaßen eine Länge von 6000 mm und eine Stärke von 13 bzw. 26 mm; der Versuch umfaßte das Abhobeln eines Streifens von 50 mm Breite.

Die größte Stromstärke ist bei 7 Versuchsreihen für St. 48 höher als für St. 37, bei 3 Reihen besteht kein Unterschied; der gesamte Stromverbrauch liegt für 5 Versuchsreihen bei St. 48 höher als bei St. 37, für 3 Versuchsreihen gilt das Gegenteil. Die Versuche lassen erkennen, daß das Bearbeiten von St. 48 einen größeren Stromverbrauch erfordert als dasjenige von St. 37; damit wird entsprechend ein höherer Verschleiß der Hobelmaschine bei St. 48 verbunden sein.

Der Messerverschleiß ist nach den Beobachtungen während der Versuche bei beiden Werkstoffen der gleiche; der Mehrverschleiß in einer Versuchsreihe von St. 48 ist durch Sandstellen verursacht, scheidet also für die Beurteilung aus. Ein Werk gibt an, daß bei St. 48 bei 13 mm Blechstärke ein zweimaliges und bei 26 mm Blechstärke ein dreimaliges Anschleifen des Stahles erforderlich war; ein Werk bemerkt noch, daß die allgemeinen Beobachtungen bei St. 48 ein schnelleres Stumpfwerden des Werkzeuges gegenüber St. 37 erkennen lassen.

Die Zahl der Hobelfahrten, die bei einem Werk für St. 48 zahlreicher sind als für St. 37 und bei einem zweiten Werk das entgegengesetzte Ergebnis zeigen, läßt keine Schlüsse zu; maßgebend ist der Kraftverbrauch, der bei St. 48 ungünstiger ist als bei St. 37.

4. Schneiden von Winkeleisen.

Als Versuchsquerschnitte waren Winkel 80.80.10 und 110.110.14 gewählt worden. Jede Versuchsreihe umfaßte 30 Schnitte. Das Schneiden von Winkeleisen auf der Schere ist der gleiche Arbeitsvorgang wie das Schneiden von Blechen; die Ergebnisse der Versuche müssen daher gleichartig sein. Eine Durchsicht der beim Schneiden von Winkeleisen beobachteten Werte läßt erkennen, daß St. 48 geringeren Kraftaufwand erfordert hat als St. 37; der Unterschied ist allerdings bei den Winkeleisen geringer als bei den Blechen. Die Beobachtungen über den Messerverbrauch bei Winkeleisen und Blechen sind die gleichen.

5. Sägen.

Als Versuchsstücke wurden Winkeleisen 120.120.13 verwendet, an welchen je 20 Schnitte durchgeführt wurden; in drei Fällen ist der Kraftverbrauch und die Schnittgeschwindigkeit für St. 48 geringer als für St. 37, in 2 Fällen ist kein Unterschied bei der Bearbeitung vorhanden, in einem Falle liegt der Kraftverbrauch bei St. 48 höher als bei St. 37. In der Abnutzung der Sägeblätter zeigen sich keine besonderen Erscheinungen, jedoch haben die Beobachtungen im laufenden Betriebe ergeben, daß die Abnutzung der Sägeblätter beim Verarbeiten von St. 48 sehr bedeutend ist. Sägeblätter aus S. S.-Stahl verlieren ihre Schneidfähigkeit bei einer Benutzungsdauer von einem Tage vollständig.

6. Fräsen.

Beim Fräsen sind nur fünf Versuchsreihen erledigt worden; es wurden Winkel 120.120.13 verwendet, von diesen wurden je zehn Längen von 40 mm abgefräst. In zwei Fällen ist die Stromstärke bei St. 48 niedriger als bei St. 37, in den übrigen drei Fällen zeigt sich aber die Stromstärke bei St. 48 höher als bei St. 37, z. T. ist der Unterschied recht beträchtlich. Der Zeitaufwand ist bei zwei Reihen der gleiche, bei den übrigen ist er bei St. 48 recht erheblich höher als bei St. 37. Der Stromverbrauch ist nur bei einer Versuchsreihe gemessen worden und zeigt keinen Unterschied für die beiden Baustoffe. Ein Werk gibt an, daß die Späne aus St. 48 angelaufen sind; ein anderes gibt an, daß der Werkzeugverbrauch beim Verarbeiten von St. 48 um 15 bis 20 vH stärker ist als bei St. 37. Bei den auf den anderen Werken angestellten Versuchen haben sich keine Unterschiede bezüglich des Werkzeugverbrauches gezeigt. Die Versuche ergeben deutlich, daß die Bearbeitung von St. 48 mehr Aufwand erfordert als St. 37. Ein Werk führt an, daß das Fräsen von autogen geschnittenen Kanten an Werkstücken aus St. 48 besonders schwierig sei, daß die Fräsmesser kaum

imstande seien, die durch Brennen hergestellten Kanten anzugreifen und vielfach ausbrechen. Diese Tatsache wird von anderer Seite durchaus bestätigt.

7. Warmbiegen.

Die Versuche zeigen, daß das Warmbiegen von Winkel 140.140.13 aus St. 48 einen etwas höheren Zeitaufwand erfordert als das Biegen des gleichen Querschnittes aus St. 37. Dieser Mehraufwand entsteht beim Nachrichten; St. 48 setzt infolge seiner höheren Festigkeit dem Nachrichten mehr Widerstand entgegen als St. 37.

8. Bohren.

Zu den Bohrversuchen wurden vier Bleche von je 15 mm Stärke aufeinandergelegt. Der Durchmesser der Löcher betrug 20 mm.

Die Unterschiede in der Stromstärke, dem Stromverbrauch und der Bohrzeit sind bei den beiden Werkstoffen nur gering; sie liegen aber im allgemeinen bei St. 48 um ein geringes niedriger als bei St. 37. Bohrerbrüche haben sich bei St. 48 dreimal, bei St. 37 dagegen nur einmal ergeben. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den sonstigen Beobachtungen, nach welchen die Bohrer beim Verarbeiten von St. 48 wesentlich häufiger brechen als bei St. 37.

9. Aufreiben.

Das Aufreiben wurde an Paketen, die aus vier aufeinandergelegten 15 mm starken Blechen bestanden, vorgenommen. Die Löcher waren z. T. um 1,0, 1,5 und 2,0 mm gegeneinander verschoben; sie wurden von 20 mm Durchmesser auf einen solchen von 23 mm aufgerieben. Das Aufreiben erfolgte auf einem Werk mit einer feststehenden Bohrmaschine, auf dem zweiten Werk mit einem Preßluftauftreibeapparat, auf den übrigen Werken mit elektrisch betriebenen Handbohrmaschinen.

Bei der feststehenden Maschine war die Stromstärke und die Zeitdauer bei St. 48 um ein Geringes höher als bei St. 37. Bei der Preßluftmaschine konnte nur die Zeit gemessen werden; hier zeigte sich kein Unterschied bei den beiden Baustoffen.

Größere Abweichungen ergaben sich bei der Verwendung der elektrischen Aufreibeapparate. Ein Werk stellte fest, daß die Stromstärke, der Stromverbrauch und die Arbeitszeit bei St. 48 niedriger lagen als bei St. 37; eine andere Versuchsreihe zeigte, daß die Stromstärke und die Zeitdauer bei St. 48 bald größer, bald niedriger war als bei St. 37. Während die Unterschiede bei der Stromstärke nur geringfügiger Natur waren, erreichten sie bezüglich der Zeitdauer z. T. recht erhebliche Werte. Bei einer weiteren Versuchsreihe liegen der Stromverbrauch und die Zeitdauer bei St. 48 fast ausnahmlos höher als bei St. 37; auch hier zeigen sich große Unterschiede im Zeitverbrauch. Die letzte Reihe stimmt, was die Zeitdauer angeht, mit der vorhergehenden überein, jedoch ist der Stromverbrauch bei St. 48 niedriger als bei St. 37.

Die Beobachtung des Werkzeugverbrauches gibt zu besonderen Bemerkungen keinen Anlaß; wenn bei einem Versuch in St. 48 der Bruch von drei Reibahlen aufgetreten ist, so wies das Werkstück vermutlich harte Stellen auf.

Die Ergebnisse der Aufreibeversuche können dahin zusammengefaßt werden, daß wesentliche Abweichungen im Kraftverbrauch bei St. 48 und St. 37 nicht bestehen, daß aber doch St. 48 sich bezüglich der Zeitdauer ungünstiger verhält als St. 37.

10. Nieten.

Die Versuche konnten sich, da das Messen von Preßluft mit Rücksicht auf die Verluste in den Schlauchleitungen zu unsicher ist, nur auf die Beobachtung der Schlagzeiten erstrecken. Bei drei Versuchsreihen war die Schlagzeit für Nieten aus St. 48 beträchtlich höher als bei solchen aus St. 37, bei einer vierten Reihe war der Unterschied geringer, bei der fünften Versuchsreihe war die Zeit für St. 48 wenn auch nur unerheblich günstiger als für St. 37, bei der letzten Versuchsreihe sind nicht die reinen Schlagzeiten beobachtet worden, vielmehr sind die Pausen in der Zeitangabe enthalten, hier schneidet St. 48 ebenfalls um ein Geringes günstiger ab als St. 37.

Als Gesamtergebnis zeigt sich, daß das Schlagen von Nieten aus St. 48 im Durchschnitt mehr Zeitaufwand erfordert als das Schlagen von Nieten aus St. 37. Das Verhalten des Nietwerkzeuges gibt zu Bemerkungen keinen Anlaß. Die Verwendung der Nieten aus St. 48 erfordert das Halten eines zweiten Nietenlagers, dessen Verzinsung eine Erhöhung der Unkosten bedingt. Ferner müssen für die Nieten aus St. 48 die Döpper in den Gegenhaltern abweichend von den sonst üblichen Döppern geformt werden, was erhöhte Werkzeugkosten verursacht. Beide Umstände erhöhen die Aufwendungen der Bearbeitung von St. 48 im Vergleich mit derjenigen von St. 37.

11. Lochen.

Es sind fünf Versuchsreihen in der Weise durchgeführt worden, daß Bleche von 10 mm Stärke mit Löchern von 13 mm Durchmesser und Bleche von 13 mm Stärke mit Löchern von 23 mm Durchmesser versehen wurden. Die erhaltenen Werte für St. 48 und St. 37 weichen so wenig von einander ab, daß ein beachtbarer Unterschied beim Lochen der beiden Baustoffe nicht festgestellt werden kann; das Gleiche gilt für den Werkzeugverbrauch. Auch in der Beschaffenheit der Lochwandungen, die insbesondere auf das Auftreten von Rissen hin beobachtet wurden, ergab sich bei St. 48 nichts Auffälliges.

12. Schnellsäge.

Ein Werk hat eine Untersuchung über den Stromverbrauch und den Zeitaufwand beim Zuschneiden von St. 48 und von St. 37 mittels Schnellsäge angestellt. Das Ergebnis zeigt, daß St. 48 mit dieser Maschine leichter bearbeitbar ist als St. 37.

Zusammenfassung.

Die Versuche zeigen, daß bei allen Arbeitsvorgängen, mit welchen ein Trennen des Werkstoffes vorliegt, erhebliche Unterschiede zwischen St. 48 und St. 37 nicht vorliegen; man kann aber deutlich beobachten, daß im Durchschnitt St. 48 sich ungünstiger verhält als St. 37. Ein stärkerer Werkzeugverbrauch bei St. 48 als bei St. 37 ist mehrfach beobachtet worden; die Versuche waren offensichtlich nicht umfangreich genug, um etwaige Unterschiede zahlenmäßig erkennen zu können. Es muß aber an dieser Stelle auf die Erfahrungen hingewiesen werden, die sich bei der Ausführung umfangreicher Brückenbauten während der letzten Monate gezeigt haben. Nach diesen ist der Werkzeugverschleiß bei der Verarbeitung von St. 48 sehr beachtlich höher als bei der Verarbeitung von St. 37. Man kann hieraus schließen, daß auch die Inanspruchnahme der Maschinen durch die Bearbeitung von St. 48 gegenüber St. 37 ungünstig beeinflußt wird.

Die Warmbearbeitung von St. 48, wie Schmieden und Stauchen der Nieten, erfordert zweifelsohne höheren Aufwand als bei St. 37.

Faßt man die aus den Versuchen gewonnenen Ergebnisse zusammen und berücksichtigt man die besonderen Erschwernisse, die in der gleichzeitigen Verarbeitung von St. 48 und St. 37 begründet liegen, so erkennt man deutlich, daß die Bearbeitung von St. 48 einen größeren Kostenaufwand erfordert als diejenige von St. 37. Wie groß der Mehraufwand ist, läßt sich aus den gewonnenen Werten naturgemäß nicht ermitteln; man geht aber nicht fehl, und schätzt nicht zuungunsten des St. 48, wenn man annimmt, daß er unter Berücksichtigung der Mehrkosten für Lagerung und Förderung des Baustoffes im Werk zwischen 15 bis 20 vH des Aufwandes liegt, den die Bearbeitung des St. 37 erfordert.

STUDIEN ZUR BERECHNUNG UND KONSTRUKTION MEHRSTIELIGER STOCKWERKRAHMEN.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Günter Worch, Darmstadt.

(Schluß von Seite 712.)

Abschnitt 3.

Das Tragwerk (Abb. 24) ist als System B 1 ausgebildet.

Auch hier wollen wir die zahlenmäßige Durchrechnung nur auf ein Stockwerk beschränken; die Ansätze für die anderen Stockwerke sind genau die gleichen. Greifen wir beispielsweise das oberste Stockwerk heraus; als Unbekannte führen wir wegen der Symmetrie ein (vgl. Abb. 38):

$$X_1 = \frac{M^l + M^r}{2} \qquad X_2 = \frac{M^l - M^r}{2} \qquad X_3 = H\,h$$

Die Berechnung des statisch unbestimmten Hauptsystems — zweier einfacher Zweigelenkrahmen — wollen wir als bekannt voraussetzen. Dann ergeben sich die Momentenflächen für die Zustände X = — 1 sofort, wie in Abb. 39 dargestellt.

Abb. 38.

Abb. 39.

Momentenfläche infolge Zustand: $X_1 = -1$, $X_2 = -1$, $X_3 = -1$

Mittels dieser Momentenflächen und der entsprechenden am Grundsystem ergibt sich:

$$[11] = +1{,}66\ldots[2\cdot 0{,}946\,429 - 0{,}053\,571] + 6{,}0 = +9{,}065\,479$$
$$[12] = 0$$
$$[13] = +1{,}66\ldots\cdot 0{,}5 = +0{,}833\ldots$$
$$[22] = +1{,}66\ldots[2\cdot 0{,}946\,429 - 0{,}053\,571] + 2{,}0 = 5{,}065\,479$$
$$[23] = 0$$
$$[33] = 2\cdot 20{,}833\ldots\cdot 0{,}5 + 1{,}66\ldots\cdot 0{,}5 = +21{,}66\ldots$$

Der Aufbau der Elastizitätsgleichungen sieht dann folgendermaßen aus:

X_1	X_2	X_3	
+ 9,065 479	—	+ 0,833 . .	= Z_1
—	+ 5,065 479	—	= Z_2
+ 0,833 . . .	—	+ 21,66 . . .	= Z_3

Die Auflösung dieser 3 Gleichungen ist denkbar einfach. Wir erhalten:

$$X_1 = +0{,}1107\,Z_1 - 0{,}004\,258\,Z_3$$
$$X_2 = +0{,}197\,415\,Z_2$$
$$X_3 = -0{,}004\,258\,Z_1 + 0{,}046\,318\,Z_3$$

Die Bestimmung der Belastungsglieder Z erfolgt mit Hilfe der Momentenflächen für die betreffenden Belastungsfälle am Grundsystem. So erhalten wir:

Abb. 40.
Momentenfläche infolge Eigengewicht am System B 1.

Abb. 41.
Momentenfläche infolge Winddruck am System B 1.

1. für Eigengewicht:

$$Z_1 = -2\cdot 1{,}66\ldots(0{,}946\,429 - 0{,}053\,571)\cdot 3{,}125\,g_3 - 2\cdot 2{,}0\cdot 4{,}5\,g_3$$
$$= -27{,}300\,603\,g_3$$
$$Z_2 = 0$$
$$Z_3 = 0$$

2. für Winddruck:

$$Z_1 = Z_2 = +20{,}833\ldots\cdot 0{,}053\,571\cdot 8\,w\cdot 1{,}25$$
$$-0{,}833\ldots\cdot 8\,w\,(0{,}946\,429 - 0{,}053\,571) = +5{,}565\,491\,w$$
$$Z_3 = +20{,}833\ldots\cdot 0{,}5\cdot 8\,w\cdot 1{,}25 + 0{,}833\ldots\cdot 8\,w\cdot 0{,}5 = +107{,}5\,w$$

Momentenfläche am System B I infolge Zustand:

Abb. 42. Abb. 43. Abb. 44. Abb. 45. Abb. 46. Abb. 47.

Abb. 42—47.

Mit diesen Werten ergeben sich die statisch unbestimmten Größen zu:

1. für Eigengewicht:

$$X_1 = -3{,}022\,179\,g_3$$
$$X_2 = 0$$
$$X_3 = +0{,}116\,238\,g_3$$

und 2. für Winddruck:

$$X_1 = +0{,}158\,398\,w$$
$$X_2 = +1{,}098\,710\,w$$
$$X_3 = +4{,}955\,453\,w$$

Entsprechend geschieht die Berechnung für die beiden anderen Rahmen; setzen wir dann für g und w die entsprechenden Zahlenwerte ein, so lassen sich die Momentenflächen für Eigengewicht und Winddruck leicht ermitteln (Abb. 40 und 41).

Abb. 48.
Momentenfläche infolge Eigengewicht am System B 2.

Abschnitt 4.
Ausbildung des Systems (Abb. 24) als System B 2.

Die Wahl der statisch unbestimmten Größen ist dieselbe wie beim System A 2 (Abschnitt 2 dieses Beispiels). Ebenso stimmen die Momentenflächen für die Zustände $Y = -1$ am Grundsystem mit denen des Abschnitts 2 überein (Abb. 29). Die Momentenflächen für die Zustände $Y = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem B 1 ergeben sich ganz analog denen für Eigengewicht und Winddruck, deren Berechnung im vorigen Abschnitt gezeigt ist. Abb. 42 bis 47 zeigen diese Momentenflächen für $Y = -1$ und $Y' = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem.

Die [..]-Werte der beiden dreigliedrigen Gleichungen können wir nunmehr wieder leicht ermitteln. Wir erhalten die beiden Tafeln:

	Y_0	Y_1	Y_2	
0	+ 6,116 589	+ 0,572 729	—	$= N_0$
1	+ 0,572 729	+ 10,987 144	+ 1,192 26	$= N_1$
2	—	+ 1,192 26	+ 34,336 163	$= N_2$

und

	Y_0'	Y_1'	Y_2'	
0'	+ 13,243 796	+ 0,063 506	—	$= N_0'$
1'	+ 0,063 506	+ 24,869 710	— 0,297 104	$= N_1'$
2'	—	— 0,297 104	+ 81,184 291	$= N_2'$

Abb. 49. Momentenfläche infolge Winddruck am System B 2.

Die Auflösung dieser beiden Gleichungen erfolgt zweckmäßig wieder mit Hilfe von Determinanten. Es ergeben sich die beiden β-Tafeln:

β-Tafel.

	N_0	N_1	N_2
$Y_0 =$	+ 0,164 295	— 0,008 597	+ 0,000 299
$Y_1 =$	— 0,008 597	+ 0,091 810	— 0,003 188
$Y_2 =$	+ 0,000 299	— 0,003 188	+ 0,029 234 5

β'-Tafel.

	N_0'	N_1'	N_2'
$Y_0' =$	+ 0,075 508	— 0,000 193	— 0,000 000 7
$Y_1' =$	— 0,000 193	+ 0,040 212	+ 0,000 147
$Y_2' =$	— 0,000 000 7	+ 0,000 147	+ 0,012 318

Abb. 50.

Abb. 51.

Abb. 52.

Momentenfläche am System B I infolge Zustand:

Abb. 53.

Abb. 54.

Abb. 55.

Abb. 50—55.

Abb. 56. Momentenfläche infolge Eigengewicht am allseits verspannten System.

Abb. 57. Momentenfläche infolge Winddruck am allseits verspannten System.

Die Berechnung der Belastungsglieder N und N′ für Eigengewicht und Winddruck geschieht genau analog wie beim System A 2. Diese Werte werden dann in die β-Tafel und β′-Tafel eingesetzt, dann ergeben sich die Unbekannten Y und Y′. Durch Superposition erhalten wir aus diesen dann die endgültigen Momente. — Der Kürze halber seien hier keine Zahlenrechnungen angeführt, sondern wir wollen in Abb. 48 und 49 sofort die Momentenflächen für Eigengewicht und Winddruck geben.

Abschnitt 5.

Das Tragwerk (Abb. 24) ist als allseits verspannter mehrstieliger Stockwerkrahmen ausgebildet.

Als statisch unbestimmtes Hauptsystem wählen wir wieder das System B 1. Außer den bereits bei der Betrachtung des Systemes B 2 behandelten unbekannten Momenten treten hier noch die Momente am Fußpunkt jeder Innenstütze als Unbekannte auf. Wegen der Symmetrie des Systemes wählen wir auch hier wieder einmal die halbe Summe und das nächste Mal die halbe Differenz dieser Innenstützenfußpunkt-Momente als statisch unbestimmte Größen. Zu den Werten Y_0 bis Y_2 und Y'^0 bis Y'_2 treten also neu hinzu:

$$Y_{10} = \frac{M_{10} + M_{20}}{2} \qquad Y_{10}' = \frac{M_{10} - M_{20}}{2}$$

$$Y_{11} = \frac{M_{11} + M_{21}}{2} \qquad Y_{11}' = \frac{M_{11} - M_{21}}{2}$$

$$Y_{12} = \frac{M_{12} + M_{22}}{2} \qquad Y_{12}' = \frac{M_{12} - M_{22}}{2}$$

Die Momentenflächen für diese Zustände Y_4 bis Y_6 und Y_4' bis $Y_6' = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem B 1 lassen sich ebenso wie die für Y_1 bis Y_3 und Y_1' bis $Y_3' = -1$ ermitteln. Wir erhalten folgende Flächen (siehe Abbildungen 50—55).

Die so entstehenden beiden voneinander unabhängigen Gleichungsgruppen haben den folgenden Aufbau:

Y_0	Y_{10}	Y_1	Y_{11}	Y_2	Y_{12}	
+ 6,116 589	− 0,087 563	+ 0,572 729	− 0,175 129	—	—	$= N_0$
− 0,087 563	+ 4,107 021	− 0,175 129	+ 0,401 533	—	—	$= N_{10}$
+ 0,572 729	− 0,175 129	+ 10,987 144	− 0,534 308	+ 1,192 26	− 0,368 104	$= N_1$
− 0,175 129	+ 0,401 533	− 0,534 308	+ 10,491 38	− 0,368 104	+ 0,885 509	$= N_{11}$
—	—	+ 1,192 26	− 0,368 104	+ 34,336 163	− 0,973 825	$= N_2$
—	—	− 0,368 104	+ 0,885 509	− 0,973 825	+ 33,524 658	$= N_{12}$

Y_0'	Y_{10}'	Y_1'	Y_{11}'	Y_2'	Y_{12}'	
+ 13,243 796	+ 7,157 576	+ 0,063 506	− 0,448 465	—	—	$= N_0'$
+ 7,157 576	+ 11,317 479	− 0,596 024	− 0,088 721	—	—	$= N_{10}'$
+ 0,063 506	− 0,596 024	+ 24,869 71	+ 14,080 159	− 0,297 104	− 0,747 034	$= N_1'$
− 0,448 465	− 0,088 721	+ 14,080 159	+ 24,912 966	− 1,711 165	+ 0,024 271	$= N_{11}'$
—	—	− 0,297 104	− 1,711 165	+ 81,184 29	+ 46,849 244	$= N_2'$
—	—	− 0,747 034	+ 0,024 271	+ 46,849 244	+ 80,633 235	$= N_{12}'$

Die Auflösung dieser beiden Elastizitätsgleichungen erfolgt nach dem von Müller-Breslau für siebengliedrige Gleichungen aufgestellten Lösungsschema. Wir erhalten die beiden β-Tafeln:

β-Tafel.

	N_0	N_{10}	N_1	N_{11}	N_2	N_{12}
$Y_0 =$	+ 0,164 390	+ 0,002 927	− 0,008 453	+ 0,002 343	+ 0,000 313	− 0,000 132
$Y_{10} =$	+ 0,002 927	+ 0,244 587	+ 0,003 331	− 0,009 173	− 0,000 206	+ 0,000 273
$Y_1 =$	− 0,008 453	+ 0,003 331	+ 0,092 082	+ 0,004 243	− 0,003 129	+ 0,000 808
$Y_{11} =$	+ 0,002 343	− 0,009 173	+ 0,004 243	+ 0,096 158	+ 0,000 813	− 0,002 47
$Y_2 =$	+ 0,000 313	− 0,000 206	− 0,003 129	+ 0,000 813	+ 0,029 264	+ 0,000 794
$Y_{12} =$	− 0,000 132	+ 0,000 273	+ 0,000 808	− 0,002 47	− 0,000 794	+ 0,029 926

β'-Tafel.

	N_0'	N_{10}'	N_1'	N_{11}'	N_2'	N_{12}'
$Y_0' =$	+ 0,115 170	− 0,073 074	− 0,004 532	+ 0,004 39	+ 0,000 152	− 0,000 132
$Y_{10}' =$	− 0,073 074	+ 0,134 814	+ 0,005 741	− 0,004 100	− 0,000 146	+ 0,000 139
$Y_1' =$	− 0,004 532	+ 0,005 741	+ 0,059 507	− 0,033 779	− 0,001 231	+ 0,001 277
$Y_{11}' =$	+ 0,004 39	− 0,004 100	− 0,033 779	+ 0,059 433	+ 0,001 986	− 0,001 485
$Y_2' =$	+ 0,000 152	− 0,000 146	− 0,001 231	+ 0,001 986	+ 0,018 597	− 0,010 817
$Y_{12}' =$	− 0,000 132	+ 0,000 139	+ 0,001 277	− 0,001 485	− 0,010 817	+ 0,018 699

Die Werte N und N′ lassen sich wieder aus den Momentenflächen für die Zustände Y und $Y' = -1$ und denen für die äußeren Lasten (am Grundsystem angreifend) ermitteln.

Damit sind dann auch die Unbekannten Y und Y′ bekannt.

Die endgültigen Momente ergeben sich aus diesen durch Ansetzen der Superpositionsbedingung.

Wir geben hier der Einfachheit halber sofort die fertigen Momentenflächen, und zwar zeigt Abb. 56 die für Eigengewicht und Abb. 57 die für Winddruck.

BEMERKUNG ZUR GRAPHISCHEN BESTIMMUNG DER NULLINIE UND DER SPANNUNGEN EXZENTRISCH BELASTETER SYMMETRISCHER VERBUNDQUERSCHNITTE.

Von Dr. sc. techn. Pasternak, Zürich.

Im Heft 7 des laufenden Jahrganges dieser Zeitschrift bringt Herr Dipl.-Ing. Orszàg ein rein graphisches Verfahren zur Ermittlung der Nullinie eines symmetrischen Verbundquerschnittes bei Belastung durch eine ausmittige Normalkraft, dessen einfacher Grundgedanke klar hervorgehoben zu werden verdient, obschon, wie weiter unten zu ersehen ist, dem Mohrschen Verfahren, für die Praxis unbedingt der Vorzug zu geben ist.

Anstatt nach O. Mohr vom statischen Momentengleichgewicht in bezug auf die gesuchte Nullinie auszugehen, kann man auch, wie dies Herr Orszàg tut, als Momentenachse die zur Nullinie (Y) parallele Achse (η) durch den Angriffspunkt der Normalkraft wählen. Bedeuten: n das nach einem beliebigen Gesetz sich ändernde Dehnungsmaß der Flächenelemente des Verbundquerschnittes, σ und σ_1, die Spannungen in einem Element mit dem Dehnungsmaß Eins in den Entfernungen Y und 1 von der Nullinie, so gilt also:

$$\int \eta\, \sigma\, (n\, d\, f) = \sigma_1 \int \eta\, y\, (n\, d\, f) = 0,$$

oder einfach:

$$\underline{\int y\, \eta\, (n\, d\, f) = 0,}$$

d. h. die Nullinie y ist so zu wählen, daß das Zentrifugalmoment des Verbundquerschnittes in bezug auf die beiden parallelen η- und y-Achsen verschwindet.

Aus diesem Satz und den Sätzen Culmanns über das Seilpolygon folgen unmittelbar sämtliche von Herrn Orszàg gegebenen Konstruktionen, die wesentlich genauer gestaltet werden können (besonders für im Innern des Querschnittes liegende Kraftangriffspunkte), wenn man, nach dem bekannten Satze von Culmann, für die Bestimmung des zweiten Seilpolygons, die statischen Momente in bezug auf die η-Achse als Kräfte in den Antipolen der letztern in bezug auf die einzelnen Flächenelemente angreifen läßt. Man kann sich dann mit einer geringeren Anzahl von Lamellen begnügen.

Trotz der gedanklichen Einfachheit der Orszàgschen Konstruktionen, die — ich wage die Behauptung — O. Mohr wissentlich nicht empfohlen hat, bedeuten sie gegenüber dem Mohrschen Verfahren einen Rückschritt, denn sie benützen wieder die älteren Culmannschen Konstruktionen zur Bestimmung der Momente zweiter Ordnung, die eben O. Mohr in so eleganter und genauer Weise durch das Zeichnen und Planimetrieren einer einzigen Seilfläche ersetzt hat.

Im folgenden soll gezeigt werden, daß das Mohrsche Verfahren beim Verbundquerschnitt ebenfalls ohne Aufsuchen einer Ausgleichslinie zur Bestimmung der Nullinie bei ausmittiger Normalkraft führt, und zwar rascher wie die aus dem verschwindenden Zentrifugalmoment sich ergebenden rein zeichnerischen oder halb rechnerischen Verfahren.

In der beigelegten Abbildung, deren Original aus dem Jahre 1920 stammt, ist das Verfahren sowohl für den wahren (wo es streng genau ist) als auch fiktiven Verbundquerschnitt durchgeführt, um recht eindringlich zu zeigen, daß zu der von O. Mohr schon 1883 gegebenen Lösung des Spannungsproblems im homogenen Querschnitt bei Ausschluß von Zugfestigkeit recht wenig Neues hinzuzufügen war, um auf die Lösung derselben Aufgabe beim allgemeinern Verbundquerschnitt zu gelangen.

Zunächst trägt man auf bekannte Weise mit Hilfe je eines Seilpolygones für die Druck- und Zugzone die neutrale Achse für reine Biegung ein. Die Einteilung der Betondruckzone braucht keine enge zu sein, da die Seilkurve sich recht genau als Hüllkurve des Seilpolygons ergibt.

Bedeutet F′ den Inhalt der von den genannten Seilkurven eingeschlossenen Fläche, F″ den Inhalt der entsprechenden zu der gesuchten y-Nullinie zugehörigen Fläche, so gilt nach O. Mohr, mit den weiteren Bezeichnungen der Abbildung:[1])

$$\eta_0 = Y_0 + e = \frac{J_\eta}{S_\eta} = \frac{2\,F''\,H}{z\,H} = \frac{2\,F' + z\,e}{z} \quad . \text{(1}$$

In diesem Ausdruck ist die Fläche (F″ — F′) angenähert durch das eingeschlossene Dreieck ersetzt worden. Bei größerer Exzentrizität von N ist der in F″ dabei gemachte Fehler verschwindend klein: er drückt sich durch das sehr schmale in der Abbildung schraffierte Kurvensegment der Druckseilkurve aus. Bei abnehmender Exzentrizität wird zwar dieses Segment größer, aber auch F″, so daß obige Annäherung für die meisten praktischen Fälle zulässig sein wird.

Aus (1) folgt ohne weiteres

$$z = \frac{2\,F'}{y_0}, \quad . \; . \text{(2}$$

womit nach Abbildung die neutrale Achse bei exzentrischer Normalkraft, ausgehend von derjenigen für reine Biegung, sich in einfachster Weise findet.

Die Spannungsberechnung erfolgt wie in der Zuschrift des Herrn Orszàg, ausgehend von der Grundspannung in der Schwerlinie (vgl. Berechnung in der Abbildung). F′ wird natürlich am raschesten und genau genug durch Planimetrieren ermittelt.

Zürich, E. T. H., im Juni 1925.

Peter Pasternak,
Dozent mit Lehrauftrag an der E. T. H. Zürich.

[1]) In der Abbildung sind die Dehnungsmaße nach den schweizerischen Vorschriften gewählt.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Einseilgreifer.

Von Ingenieur Richard Steinbrecher, Berlin-Friedenau.

Die Umstellung im Förderwesen zur Verbilligung der Gestehungskosten ist heute gebieterische Pflicht eines jeden Betriebes. Die Anschaffung neuer Krananlagen scheitert meist an den hohen Kosten und man sucht daher nach Neuerungen, die vorhandenen Krananlagen durch Verbesserungen möglichst auszunutzen. Eine Möglichkeit hierfür bietet sich an vorhandenen Drehkranen und Laufkatzen, die jetzt dem Umschlag mittels Kübelbetrieb dienen, durch Verwendung eines Einseilgreifers, der sich nach den vorliegenden Zeugnissen gut bewährt hat und besonders leistungsfähig ist.

Der in Abb. 1 dargestellte Einseilgreifer (D.R.P.) arbeitet unter Zuhilfenahme eines Entleerungsringes genau wie ein Zweiseil- bzw. Mehrseilgreifer. Der Maschinist hat es durch Nachlassen oder Anziehen des Hubseiles in der Hand, den Greifer, nachdem er in den Entleerungsring gezogen ist, zur teilweisen Entleerung zu öffnen und wieder zu schließen, um ihn an anderer Stelle ganz zu entleeren. Er läßt sich ohne Schwierigkeiten der Anbringung bei jedem vorhandenen Kran oder jeder Laufkatze mit einfacher Trommelwinde verwenden.

Die am Oberteil befindlichen Hakenhebel c ziehen den Entleerungsring, nachdem der Greifer in diesen hineingezogen ist, beim Senken des Greifers so lange nach unten, bis die eingestellte Ausladetiefe erreicht ist und die Entleerung beginnt. Beim Hochziehen des Greifers gelangt dann der Entleerungsring in seine vorige Stellung.

Die Arbeitsweise des Greifers ist folgende: Der gefüllte Greifer wird in den Entleerungsring gezogen. Beim Nachlassen des Hubseiles halten ihn die am Oberteil befindlichen Hakenhebel im Ringe fest, und der Greifer öffnet sich, den Inhalt allmählich fallen lassend (s. Abb. 2.) Durch kurzes Anziehen des Hubseiles bzw. Anheben des jetzt durch eine besondere Sperrvorrichtung offengehaltenen Greifers werden die Hakenhebel aus dem Ringe gelöst, und der Greifer wird hierauf zum Füllen herabgelassen. Beim Aufsetzen wird die Sperrung für das Offenhalten aufgehoben. Beim Wiederanziehen des Hubseiles schließt und füllt sich der Greifer und das Spiel beginnt von neuem.

Es werden noch verschiedene Einseilgreifer gebaut und zwar solche älterer Konstruktion, die das Fördergut auf einmal fallen lassen, wodurch dieses, z. B. bei Kohle, noch weiter verkleinert und auch bei Verladung in Transportgeräte letztere beschädigt werden. Die bei diesen verwandten Ölbremsen sollen ein plötzliches, stoßweises Öffnen verhindern, sie versagen aber meist nach kurzer Zeit und die stoßweise Entleerung nimmt den Greifer wie den Kran stark mit.

Wieder andere arbeiten nur an einem einzigen Seilstrange oder Kette, bedürfen aber zur Entleerung einer Auslöseglocke, die ein Gewicht von 200 und mehr kg besitzt, während bei den vorher beschriebenen Einseilgreifern nur ein Entleerungsring von 25 bis 40 kg, je nach der Größe des Greifers, nötig ist. Der Inhalt und das Gewicht dieser Greifer muß hiernach bei einer bestimmten Tragkraft des Kranes, wenn die Tragkraft voll ausgenutzt werden soll, um das Gewicht der Glocke abzüglich des Gewichtes für den Entleerungsring, also um 175 bzw. 160 kg geringer sein.

Abb. 1. Einseilgreifer.

Abb. 2. Einseilgreifer am Ringe allmählich entleerend.

Abb. 3. Einseilgreifer an einem Dampfkran.

Die Greifer dieser Art haben eine große Greifweite und brauchen nicht, wie bei den meisten anderen Greifern, fallen gelassen zu werden, wenn man eine größere Füllung erreichen will. Sie werden vielmehr, was für die Einzelteile des Greifers besonders dienlich ist, langsam aufgesetzt.

Die Greiferschaufeln, die mit kräftigen Stahlschneiden versehen sind, graben sich infolge ihrer Form und Stellung bei Anziehen des Flaschenzuges sofort ein, wobei sich die Fördermassen leicht auf die Schaufeln verteilen und eine besonders günstige Füllung erreicht wird. Infolgedessen sind, wenn nicht besonders grobes und hartes Gut gefördert werden soll, die vielfach angewandten Zähne entbehrlich.

Die Einseilgreifer sind ohne festes Greifergestell gebaut, haben aber trotzdem eine mit dem Oberteil vereinigte Führung des Querstückes und der damit durch Lenkbleche und Zapfen verbundenen Greiferschaufeln, so daß ein Ecken der Schaufeln, hervorgerufen durch Widerstände im Fördergut, und ein seitlicher Druck auf die Zugstangen und Bolzen vermieden wird. Das Hubseil läuft über sämtliche Flaschenzugrollen. Das eine Ende ist an der Hubtrommel, das andere Ende, wenn der Greifer am einfachen Seile arbeitet, im Greiferoberteil und beim Aufhängen des Seilendes am Auslegerkopf an diesem befestigt.

Der Entleerungsring b, Abb. 4 u. 5, ist aus Stahlguß hergestellt und kann in jeder Höhe mit Ketten am Kranausleger oder Fahrgestell fest oder verstellbar aufgehängt werden. Sein Gewicht beträgt je nach der Größe 25 bis 40 kg. Er ermöglicht nicht nur das Entladen von Massengütern aus tieferstehenden Behältern in höher gelegene, sondern auch umgekehrt. In diesem Falle wird sein Gewicht durch ein durch Seile mit ihm verbundenes Gegengewicht ausgeglichen, das in Schienen außerhalb des Kranes oder am Fahrgestell geführt und in den gewünschten verschiedenen Ausladehöhen festgestellt werden kann.

Rechnet man 1 Kranspiel $1\frac{1}{2}$ Min. bei mittlerer Hubhöhe, also 40 Spiele in der Stunde, so ergibt sich hiernach eine Minderleistung von 7000 bzw. 6400 kg pro Stunde, demnach bei Kohle 7 t, oder bei Sand, Kies u. dergl. 5 m³.

Seit Ende September 1922 wird ein Einseilgreifer nach Abb. 3 von 0,6 m³ Inhalt und 1100 kg Gewicht in den Alsenschen Portlandzementfabriken in Itzehoe an einem vorhandenen Dampfkran benutzt, der vorher zum Löschen mit Hilfe von Kübeln verwendet wurde. Dieser hat bei einer Ausladung von 6,5 m eine Tragfähigkeit von 2,2 t. Er hat eine einfache Trommelwinde, an der das eine Ende am Auslegerkopf, wie bei Abb. 4, hängt. Die Hubgeschwindigkeit beträgt 30 m/min. Zum Senken der Last wird eine Hand- bzw. Fußbremse benutzt.

Der Einseilgreifer ist geschlossen 1830 mm und geöffnet 2040 mm hoch. Seine Greifweite beträgt 2300 mm und die Breite der Schaufeln 1050 mm. Er hat im Oberteil zwei und im Querstück drei Seilrollen, so daß beim Füllen bzw. Schließen ein sechsfacher Seilzug stattfindet. Das Querstück d, Abb. 4 und 5, besteht aus einem äußeren Kasten, an dem die Zapfen zum Aufhängen der Schaufeln befestigt sind, und aus einem inneren Kasten, mit dem die Führungsschlitten für die Sperrvorrichtungen verbunden und in dem die Seilrollen gelagert sind. Dieser innere Kasten bewegt sich in Schlitzen an den inneren Enden der Zapfen und hebt beim Aufsetzen des geöffneten Greifers durch Nachlassen bzw. Losewerden des Hubseiles durch eine weitere Senkbewegung die Sperrung für das Offenhalten der Greiferschaufeln auf.

Mit dem Greifer werden Förder- oder Kesselkohlen und Schlacken befördert, die in Kastenwagen von 4 m³ Inhalt abgefahren werden.

Die Förderhöhe beträgt je nach der Höhe des Widerstandes, der von Ebbe und Flut abhängig ist, durchschnittlich etwa 10 m. Der Entleerungsring ist 700 mm tief unter der Auslegerrolle am Bolzen aufgehängt. Zur Bedienung des Kranes ist außer dem Maschinisten nur ein Arbeiter für den Einseilgreifer erforderlich, der diesen in dem Fahrzeug leitet.

Abb. 4 u. 5. Befestigung des freien Seilendes am Auslegerkopf.

Betriebsergebnisse.

Das Füllen des Greifers mit einem Schließhub von	5,8 m
das Hochziehen in den Entleerungsring erfordert	33 s
das Schwenken des Auslegers um 180°	10 „
das Öffnen, Entleeren und Lösen aus dem Ringe	17 „
das Zurückschwenken des Auslegers und Senken des Greifers auf die Füllstelle	15 „
insgesamt	75 s

so daß ein Spiel zusammen 1¼ min. in Anspruch nimmt.

Mit dem Einseilgreifer werden durchschnittlich 7½ Kastenwagen zu je 4 t in 1 h beladen. Der Kran macht dabei 48 Hubbewegungen. Demnach beträgt die Leistung des Greifers $\frac{7{,}5 \cdot 4}{48} = 0{,}626$ t bei einer Füllung oder 30 t Std.-Leistung.

Die Betriebskosten betrugen hierfür s. Z.:	M/h
Bedienung: 1 Maschinist	350 000
1 Arbeiter	300 000
20 kg Kohlen	40 000
Putz- und Schmiermittel	25 000
zusammen	715 000
oder	23 800 M/h

Das Ausladen mit Kübelbetrieb dagegen kostete 95 500 M/t, so daß mit dem Einseilgreiferbetrieb bei gleichen Kosten für Brennstoff und Schmiermittel eine Lohnersparnis von 71 700 M/t oder rd. 75 vH erreicht wurde.

Betriebsergebnisse
für die Kohlenentladung bei den Städt. Licht- und Wasserwerken, Gaswerk Wyk, in Kiel mittels eines normalspurigen Motorhebekranes von 3 t Tragkraft und eines Einseilgreifers von 1,25 m³ Inhalt am 12. Mai 1923.

Art der Kohle	Leistung Gewicht kg	in Minuten	in Sekunden		Zahl der Hube	Durchschnittliche Füllung der Greifer kg	Kosten pro Tonne M	Std.-Leistung des Krans kg
Förderkohle ...	17500	26	16	Beladen vom Haufen	16	1100	536,—	40560
Nußkohle	19008	27	40	„ „ „	16	1188	438,—	40740
Förderkohle ...	30150	61	50	Entladen von 2 Wagen von 15 t	35	861	506,—	30000

Betriebsergebnisse
für die Kohlenverladung bei dem Staatl. Fernheiz- und Elektrizitäts-Werk in Dresden mittels eines elektrischen Drehkranes von 2 t Tragkraft und eines Einseilgreifers von 0,6 m³ Inhalt laut Zeugnis vom 4. März 1925.

Art der Kohle	Leistung Gewicht kg	in Minuten		Zahl der Hube	Durchschnittliche Füllung der Greifer kg	Stundenleistung kg	Spieldauer Min.
Böhmische Braunkohle Nuß II	9700	25	Beladen vom Stapel	18	540	23280	1½
Industriebriketts 60, 50, 40 mm......	10000	25	„ „ „	18	556	24000	1⅓
Industriebriketts	20000	70	Entladen eines 20 t-Wagens	50	400	17150	1½

Die bauwissenschaftliche Tagung auf der Kölner Herbstmesse.

Das Programm der mit der Kölner Baufachausstellung verbundenen bauwissenschaftlichen Tagung, die am 28. und 29. September stattfindet, ist nach einigen Ergänzungen jetzt endgültig festgelegt. Es umfaßt folgende Vorträge:

Geh. Oberbergrat Prof. Dr. A. Steuer, Darmstadt: „Über die Verwendung von deutschen Natursteinen im Baugewerbe"; Prof. Dipl.-Ing. G. Rüth, Darmstadt: „Über Zement, insbesondere hochwertigen Zement"; Direktor Erlinghagen, Rheinhausen: „Zur Geschichte der Werkstoffe für Eisenbauten unter besonderer Berücksichtigung der neuesten Entwicklung"; Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München: „Allgemeine Fragen des Eisenbaues"; Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Petry, Deutscher Betonverein, Oberkassel: „Über technische Fortschritte im Eisenbetonbau und ihre wirtschaftliche Auswirkung"; Regierungsbaumeister Danzebrink, Köln: „Moderner Automobilstraßenbau"; Oberbaurat Bock, Köln: „Über die Verwendung von Eisen als Baustoff im Tiefbau"; Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Hugo Seitz: „Der neuzeitliche deutsche Holzbau"; Architekt P. Paulsen: „Siedlungsbauwesen mit besonderer Darstellung der Erfahrungen auf diesem Gebiet in den Vereinigten Staaten von Nordamerika"; Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Darmstadt: „Über Fördermittel im Baufach".

Calciumchlorid als Zusatz zum Beton.

Bericht nach Bulletin 13, Structural Materials Research Laboratory. Mitgeteilt von Duff A. Abrams.

Calciumchlorid ist als Zusatz zum Beton zur Beschleunigung des Abbindens und der Festigkeitsentwicklung schon früher empfohlen worden. Um die Wirkung solcher Zusätze auf die Druckfestigkeiten von Beton und Mörtel zu studieren, hat das Structural Materials Research Laboratory in Verbindung mit dem Committee C9, der amerikanischen Gesellschaft für Materialprüfung umfassende Untersuchungen angestellt. Hierbei kamen verschiedene Arten von Calciumchloriden, in einem Falle auch Magnesiumchlorid, zur Anwendung. Drei getrennte Untersuchungen bei Benutzung von verschiedenen Zementen, Berücksichtigung verschiedenster Mischungsverhältnisse, Betonkonsistenzen und Lagerungsbedingungen wurden durchgeführt, deren Ergebnisse wie folgt zusammengestellt worden sind:

1. Calciumchloridzusätze erhöhten die Festigkeit von Beton, wenn sie innerhalb gewisser Grenzen zur Anwendung kamen.

2. Magnesiumchlorid in Flockenform (46 vH Magnesiumchlorid, 54 vH Wasser) erniedrigte im allgemeinen die Betonfestigkeit, ausgenommen bei ganz kleinen Zusätzen, die eine ganz geringe Festigkeitserhöhung beim Beton nach 2 und 7 Tagen zur Folge hatten.

3. Die Wirkung der Calciumchloridzusätze zum Beton wechselte mit der Art und der Menge des Zusatzes. Vergleicht man die Ergeb-

nisse auf der Grundlage des Chlorgehaltes der Zusätze, so ergeben sich zwar nicht zahlenmäßig gleiche, aber doch gleichartige Einflüsse der Zusätze.

4. Calciumchloridzusätze erhöhten bis zu einer gewissen „optimalen" Zusatzmenge die Festigkeit annähernd im Verhältnis der zugesetzten Mengen, darüber hinaus wird die Festigkeitszunahme geringer. Jenseits eines „kritischen" Prozentsatzes erniedrigte die Zugabe von Calciumchlorid die Betonfestigkeit.

5. Die „optimalen" und „kritischen" Prozentsätze bei einem Beton normaler Konsistenz und des Mischungsverhältnisses 1 : 5,2, der in feuchten Räumen erhärtete, zeigt nachstehende Tabelle:

Zusätze	Zusatzmenge in Gewichtsprozenten des Zementes		Chlorgehalt in Gewichtsprozenten des Zementes	
	optimal	kritisch	optimal	kritisch
Calciumchlorid A aus dem Handel	2—4	6—8	1—2	3—4
Calciumchlorid B aus dem Handel	2—4	6—8	1—2	3—4
„Standard Cal"	7—10	15—20	1—2	3—4
„Cal" mit niederem Chlorgehalt	ungef. 10	15—20	1—2	2—3
„Vitriflux"	6—8	10—15	1—2	2—3

6. Die Einwirkung der verschiedenen Zusätze in den „optimalen" Mengen bei dem in Ziffer 5 angegebenen Beton ist aus nachstehender Tabelle ersichtlich: (die Zahlen geben das Verhältnis der Festigkeiten des Betons mit Zusatz und des Betons ohne Zusatz an; die Festigkeit des Betons ohne Zusatz = 100 gesetzt):

Zusätze	Festigkeitsverhältnisse für die „optimalen" Zusatzmengen					
	2 Tage	7 Tage	28 Tage	3 Mon.	1 Jahr	3 Jahre
Calciumchlorid A aus dem Handel	170	125	110	112	117	118
Calciumchlorid B aus dem Handel	147	124	109	109	119	116
„Standard Cal"	151	123	107	107	121	119
„Cal" mit niederem Chlorgehalt	143	118	101	104	113	111
„Vitriflux"	138	115	106	108	109	114

7. Die Zugabe von Calciumchlorid in Mengen, die unterhalb der „kritischen" Grenze liegen, verursachte eine praktisch für alle Altersstufen konstant bleibende Festigkeitserhöhung des Betons. Drückt man diese beständige Festigkeitserhöhung in Prozenten der Festigkeit des zusatzfreien Betons aus, so ergibt sich eine Verhältniszahl, die entsprechend der Festigkeitszunahme des Betons mit höherem Alter abnimmt.

8. Die Beigabe von 2 vH Calciumchlorid zu einem Beton des Mischungsverhältnisses 1 : 5,2 und von einer Konsistenz, wie sie gewöhnlich bei Baukonstruktionen in Anwendung kommt (1,10 bis 1,25), hat eine Erhöhung der Druckfestigkeit um 7—14 kg/cm² im Alter von 2 Tagen bis 3 Jahren zur Folge; für die Konsistenz 1,50 ist das Festigkeitswachstum gering oder = 0; für die Konstistenz 0,90 beträgt das Festigkeitswachstum ungefähr 39 kg/cm².

9. Das Festigkeitswachstum unter dem Einfluß einer Zugabe von 2 vH Calciumchlorid aus dem Handel ist für das Mischungsverhältnis 1 : 7 praktisch zu vernachlässigen; das Festigkeitswachstum nimmt zu mit Anreicherung des Zementes bis zu einem Mischungsverhältnis 1 : 4; für Mischungen fetter als 1 : 4 bleibt das Festigkeitswachstum ungefähr dasselbe. Das Festigkeitswachstum für verschiedene Mischungen und die entsprechenden Festigkeitsverhältniszahlen für die Altersstufen vom 2. Tag bis 3 Jahre zeigt folgende Tabelle:

Mischungs-verhältnis	Festigkeits-wachstum kg/cm² (gleich für alle Altersstufen)	Festigkeitsverhältniszahlen				
		2 Tage	7 Tage	28 Tage	3 Mon.	3 Jahre
1 : 7	zu vernachlässigen	115	107	85	88	95
1 : 5,2	28	138	125	107	110	110
1 : 4	49	148	130	119	117	115
1 : 3	84	150	130	122	119	115
1 : 2	91	149	130	122	120	105

10. Die Untersuchungen bestätigten die schon früher gefundene Beziehung zwischen dem Wasserzementfaktor und der Festigkeit. Die Kurve der Abhängigkeit der Festigkeit von dem Wasserzementfaktor bleibt bei der Zugabe von 2 vH Calciumchlorid zum Beton in der Form ähnlich derjenigen für zusatzfreien Beton, divergiert aber bei den niederen Wasserzementfaktoren etwas, was den größeren Einfluß des Calciumchlorids bei fetteren Mischungen und trockenerem Beton anzeigt.

11. Der Einfluß des Zusatzes von Calciumchlorid aus dem Handel auf die Festigkeit von Beton, der unter verschiedenen Feuchtigkeitsbedingungen, aber bei normaler Temperatur lagerte, war um ein Weniges stärker bei in der Laboratoriumsluft gelagertem Beton als bei wassergelagertem oder feucht gelagertem Beton.

12. Für im Freien unter Temperaturen nahe dem Frost gelagerten Beton erhöhte eine Beigabe von 3 vH Calciumchlorid die Festigkeit in gleichem Maße wie bei andern Lagerungsbedingungen. Verglichen mit den niederen Festigkeiten des im Freien gelagerten Betons erschien hier das Festigkeitswachstum als bedeutend höher. Allzu viel vorbeugende Wirkung gegen das Erfrieren des Betons ist dem Calciumchlorid nicht zuzuschreiben; gewöhnliches Salz sollte für diesen Zweck nicht angewendet werden.

13. Die sämtlichen untersuchten Zemente verhielten sich bei der Zugabe von Calciumchlorid im allgemeinen ähnlich.

14. Der Einfluß von Calciumchlorid auf Mörtel war im wesentlichen derselbe wie beim Beton.

15. Die Abbindezeit der Zemente wurde bei jedem der Zusätze verkürzt. Schnellbinder entstanden meistens dann, wenn die Zusätze in wesentlich höheren Mengen als die oben angegebenen „optimalen" Zusatzmengen zur Verwendung kamen.

16. Die wichtigsten Schlußfolgerungen aus den Untersuchungen wurden wie folgt zusammengefaßt:

Bei der Anwendung von Calcicumhlorid wurde keinerlei Vorteil erreicht, wenn der Prozentsatz der Beigabe 2 oder 3 vH des Zementes überstieg (Chlorgehalt 1—1½ vH). Diese Menge hatte in der Anwendung bei einem Mischungsverhältnis 1 : 5 bei einer im Bauwesen üblichen Betonkonsistenz eine Druckfestigkeitserhöhung von 7—14 kg/cm² zur Folge, eine Erhöhung, die praktisch für alle Altersstufen von 2 Tagen bis 3 Jahren konstant war. Bei fetteren Mischungen und trockenerer Konsistenz war das Festigkeitswachstum größer, bei magereren Mischungen und nässerem Beton kleiner.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Das Baugewerbe in der deutschen Wirtschaft.

Die deutsche Wirtschaft, der in der gesetzgeberischen Tätigkeit des nunmehr vertagten Reichstags neue Grundlagen gegeben wurden — neue Steuergesetzgebung mit Finanzausgleich, Erledigung der Aufwertungsfrage, Zolltarif-Novelle —, steht in einer tiefgehenden Krise. Das erste Leistungsjahr des Dawes-Planes, das am 1. September beginnt, findet eine schwer um ihr Dasein ringende Wirtschaft vor.

Die Handelsbilanz hat sich neuerdings wieder verschlechtert. Die reine Wareneinfuhr weist im Juli mit 1154,06 Goldmillionen eine Steigerung von 144,87 Millionen gegenüber Mai auf; auch die reine Warenausfuhr ist, jedoch wesentlich weniger, nämlich um 57,16 auf 742,88 Millionen gestiegen. Die Passivität hat sich daher um 87,71 auf 411,18 Millionen erhöht, so daß nunmehr der gesamte Einfuhrüberschuß Januar bis Juli einschließlich 2687,18 Goldmillionen beträgt, also bereits rund 87 Goldmillionen mehr als im ganzen Jahr 1924. Aus der Reichsbank sind im ersten Halbjahr 296,7 Goldmillionen Devisen an die Wirtschaft abgeflossen.

Die Folgen müssen sich in einer zunehmenden Verschuldung der deutschen Wirtschaft an das Ausland zeigen, wobei neben der Tatsache als solcher auch die vielfach gewählte Form (Möglichkeit der Umwandlung der Schuld in Beteiligung) das Bedenken der Überfremdung wieder wach werden läßt, gesteigert durch die auf das äußerste gedrückten Kurse der Aktien unserer Industrieunternehmungen. Dazu kommt, daß ein verhältnismäßig großer Teil der ausländischen Kredite nur kurzfristig gewährt wurde, so daß die Liquidierung dieser Schulden in einer Zeit wirtschaftlicher Krisis schwere Störungen hervorrufen muß.

Die Verschuldungsgefahr wird mit der zunehmenden Ausführung des Dawes-Planes sich erheblich steigern; durch das Transfer-Problem werden die Gläubigerstaaten wohl auch in den kommenden Jahren nur in Form von Sachleistungen über ihr Guthaben verfügen können. Was nicht durch Transferierung oder durch Sachleistungen den Gläubigern zugeleitet wird, soll zunächst zu einem Fonds bis zu 2 Goldmilliarden, der dem Generalagenten für kurzfristige Geldreparationen dienen soll, gesammelt werden; darüber hinaus soll dann das Geld in Obligationen und Anleihen in der deutschen Wirtschaft verwendet werden. Das von uns selbst aufgebrachte Geld wird dann — zu entsprechenden Bedingungen natürlich — der deutschen Wirtschaft zur Verfügung gestellt und vergrößert ihre ausländische Schuldenlast.

Bemerkenswert zu dem Problem des Dawes-Planes sind die neuerdings wieder auftauchenden französischen Pläne über Ausführung von großen Tiefbauarbeiten mit deutschem Material und deutschen Arbeitskräften, von denen man jedoch noch keineswegs weiß, ob sie nicht das gleiche Schicksal wie die seitherigen ähnlichen Pläne haben werden, nämlich, daß sie kein Ergebnis haben. Bemerkenswert vor allem ist auch die aus den englisch-französischen Schulden-Verhandlungen bekannt gewordene Tatsache, daß England das Erträgnis aus dem Dawes-Plan nur mit 50 vH der vertraglich zu erwartenden Zahlungen angesetzt hat.

Der Geldumlauf, der im Januar 4209,4 Millionen M. betrug, ist im Juni auf 4774,9 gestiegen. Die Wirtschaftskredite betrugen am 30. Juni 2720,8 Millionen M. (Reichsbank 1737,9, Privat-Notenbanken 259,1, Rentenbank 723,8).

Die Wirtschaft leidet unter einer außerordentlichen Kapitalknappheit, unter einem bedauerlichen Mangel an Betriebsmitteln, begründet in dem Verlust an Volksvermögen und verstärkt durch die Festlegung von Geldmitteln in Sachwerten und durch die Verteilung des an sich verminderten Vermögens auf eine wesentlich größere Anzahl von selbständigen Betrieben gegenüber dem Frieden. Die Folge der Kapitalknappheit ist neben den Versuchen, ausländische Kredite zu erhalten, eine zunehmende innere Verschuldung durch Inlandkredite und durch freiwilliges oder meist erzwungenes zeitlich außerordentlich weites Hinausschieben der Erledigung der Zahlungsverpflichtungen. Durch immer weitere Streckung der Zahlungstermine wurde so eine zusätzliche Kaufkraft geschaffen, die teilweise eine Scheinblüte der Wirtschaft ermöglichte. Lassen sich die Zahlungstermine nicht mehr strecken, so steht mancher Betrieb vor dem Zusammenbruch, und durch die vielfältige Verknüpfung der Wirtschaft infolge der gegenseitig gewährten Kredite wirkt sich ein solcher Zusammenbruch heute meist viel schärfer aus, als es der absoluten Bedeutung des Einzelfalles entspricht.

Die Kredite belasten die Betriebe mit einer derartigen Zinsenlast, daß sie darunter zusammenbrechen müssen. Die Maßnahmen der Reichsbank zur Verbilligung des Bankverkehrs sind zu begrüßen. Die Reichsbank wird dabei darüber wachen müssen, daß die Vorteile auch tatsächlich der Wirtschaft selbst zugute kommen. In den Konkursen, Geschäftsaufsichten und stillen oder offenen Liquidationen und Ausgleichen außerhalb des Konkurses stehen Forderungen der Banken mit an erster Stelle, meist durch besondere Sicherungen gedeckt, die dadurch den sonstigen Gläubigern entzogen sind. Hohe Honorare der Geschäftsaufsichtführenden und Konkursverwalter nehmen den Gläubigern häufig auch noch den letzten Rest der Masse.

Die Zahl der Konkurse ist zwar ungefähr gleich geblieben, die Zahl der Geschäftsaufsichten hat aber weiter zugenommen, und durch dieses Mittel werden viele Betriebe, die im Interesse der Gesamtwirtschaft ausgemerzt werden müßten, weiter geschleppt. Die durch die Reichsregierung geplante Aufhebung der Geschäftsaufsicht wird daher den erforderlichen Reinigungsprozeß der Wirtschaft beschleunigen.

Die geplanten Maßnahmen der Reichsregierung zur Preisbildung stehen nunmehr im Mittelpunkt des Interesses. Insbesondere ist dabei die Frage der Kartelle und Preisvereinbarungen in den Vordergrund getreten.

Vielfach wurde in der Wirtschaft als Hilfsmittel in der Not der Gedanke der Verbandsbildung gepriesen. Ganz abgesehen davon, ob tatsächlich die Verbandsbildung geeignet ist, Abhilfe zu schaffen, denn sie stellt nur den Versuch dar, der notleidenden Wirtschaft durch Besserung der Preise und Bedingungen von außen her zu helfen, während sie zunächst an den grundlegenden Abhilfemaßnahmen — Verbilligung der Produktion, Stärkung der Kaufkraft — vorbeigeht: unter den heutigen Verhältnissen begegnet schon die Verbandsbildung selbst erheblichen Schwierigkeiten. Wenn die Preisregelung durch Verbände einen wirtschaftlichen Sinn haben soll, so müssen die Preise so gestellt werden, daß auch technisch oder organisatorisch weniger leistungsfähige Betriebe noch mitkommen können, da sie sonst nicht geneigt sind, sich dem Verband anzuschließen. Solche Preise durchzusetzen ist aber heute nicht möglich, denn der innere Sinn unserer wirtschaftlichen Entwicklung geht ja gerade dahin, diese Betriebe aus dem Produktionsprozeß auszuschalten. Gegen die in natürlichen Gesetzen verlaufende Entwicklung der Wirtschaft aber ist weder mit Gesetzen und Verordnungen, noch mit Verbandsbeschlüssen anzukommen. Zu diesen rein wirtschaftlichen Erwägungen kommt nun aber, daß die Reichsregierung in ihren geplanten Preissenkungsmaßnahmen die Ausdehnung der Kartell-Verordnung vom November 1923 und erforderlichenfalls ihre Verschärfung in Aussicht genommen hat. Der freie Wettbewerb soll bei allen Leistungen und Lieferungen an den Staat unbeschränkt zur Auswirkung gelangen. Submissionskartelle sollen unter strafrechtliches Verbot gestellt werden.

Die Spitzenverbände der deutschen Wirtschaft haben sich in der Erkenntnis, daß das Gedeihen der deutschen Wirtschaft mit der erstrebten Preissenkung auf das innigste verknüpft ist, der Reichsregierung für die Durchführung ihres Planes zur Verfügung gestellt.

Dazu bedarf die Wirtschaft vor allem der Entlastung von den äußeren auf ihr ruhenden und auch von den eigenen inneren Lasten. Die Steuern müssen durch die äußerste Sparsamkeit der öffentlichen Hand auf das unbedingt erforderliche Mindestmaß herabgedrückt werden. Die sozialen Lasten dürfen auf keinen Fall weiter erhöht werden; schon die letzten Erhöhungen bedeuten eine bedauerliche Belastungssteigerung. Wir müssen uns mit dem Gedanken vertraut machen, daß großzügige Sozialpolitik nur bei ertragreicher Wirtschaft möglich ist.

Wir leiden aber weiter an einem zu großen Leerlauf der Produktion und an einer Übersteigerung der unproduktiven Verwaltungsarbeit. Das Wort „abbauen" erinnert an das frühere Wort „durchhalten": es wird oft gebraucht, aber ungern und meist nicht ausreichend ausgeführt. Die Kriegs- und Nachkriegszeit hat einen Verwaltungsapparat in der Wirtschaft hochgezüchtet, der wieder zurückgebildet werden muß. Es ist uns nach der Stabilität zu rasch wieder scheinbar gut gegangen. Es war Scheinblüte, von inländischer und vor allem ausländischer Kreditdüngung erzeugt. Wir haben die Äste nicht genügend zurückgeschnitten, um den Baum selbst zu kräftigen, wir ließen viele wilde Sprößlinge weiter wachsen. Wir müssen Betriebe z. T. abbauen, z. T. verschwinden lassen und in den verbleibenden Betrieben die Überwucherungen des Verwaltungsapparates beseitigen. Die Bestrebungen auf Bekämpfung des Schmiergelder- und Bestechungsunwesens müssen auf das entschiedenste unterstützt werden; mit aller Schärfe und mit peinlichster Aufsicht muß der Kampf geführt werden.

Wir werden in einen schweren Winter gehen. Die steigende Preisbewegung muß unterbunden werden, wenn sie nicht in Verbindung mit der zunehmenden Arbeitslosigkeit schwere Störungen zeitigen soll. Daß die Zollvorlage eine gewisse Erhöhung der in Betracht kommenden Preise erzeugen wird, ist selbstverständlich; denn letzten Endes beruht ja der Gedanke des Zollschutzes neben der Verwendung des Zolltarifes als handelspolitisches Kampfmittel und als Schutzmittel gegen unerwünschte Einfuhr auf der Absicht, eine gewisse Verschie-

bung in der Verteilung des Volkseinkommens zugunsten der zollgeschützten Wirtschaftszweige zu erzielen, wenn sich die Zollsätze auch nicht in vollem Umfange im Inlandspreise auswirken werden, da auch im Frieden das Ausland ungefähr $^1/_3$ des Zolles getragen hat, während sich ungefähr $^2/_3$ durch Preiserhöhung auswirkten. Wie aber jetzt die vorläufig noch theoretischen Erhöhungen des Zolltarifs, dessen Sätze ja noch für die praktische Anwendung den Handelsvertragsverhandlungen unterliegen, zum Vorwand von Lohnforderungen und Preissteigerungen ausgebeutet werden, ist völlig unberechtigt und verdient scharfe Bekämpfung.

Neben der wirtschaftspolitischen bestand für das Baugewerbe gerade in den letzten Monaten eine schwere sozialpolitische Krise. Nach schweren Kämpfen wurde nur durch den opferwilligen Entschluß der Arbeitgeber, die Wirtschaft, wenn irgend möglich vor den schweren Folgen eines das ganze Baugewerbe ergreifenden Wirtschaftskampfes zu bewahren, in letzter Stunde eine Einigung herbeigeführt. Nachdem gerade das Baugewerbe in den letzten Wochen aufgefordert hatte, Verträge mit Festpreisen abzuschließen, ein Bestreben, das jetzt die Reichsregierung in der entschiedensten Weise durch grundsätzliches Bekämpfen aller Verträge mit Gleitpreisen unterstützt, ist das Opfer für das Baugewerbe um so schwerer. Wenn die Regierung mit ihrer grundsätzlichen Stellungnahme eine einseitige Begünstigung einzelner Wirtschaftszweige vermeiden will, so wird sie rechtzeitig dafür Sorge tragen müssen, daß nicht die Zweige der Wirtschaft, die wie das Baugewerbe langfristige Verträge nicht aus eigenem Willen, sondern aus der Natur ihres Gewerbes heraus abschließen müssen, unter die Räder kommen. Und das wird der Fall sein, wenn einerseits auch die langfristigen Arbeiten zu festen Preisen abgeschlossen werden müssen, während es andererseits dem Baugewerbe nicht möglich ist, sich mit Bau-, Bauhilfs- und Betriebsstoffen auf die ganze Dauer der Bauausführung einzudecken, nicht, weil es nicht will, sondern weil dies aus kapitals- und aus betriebstechnischen Gründen nicht möglich ist.

Mit einer Preissenkung wird im Baugewerbe nicht gerechnet werden können, nachdem schon monatelang, durch die Auswirkung des schärfsten Wettbewerbes der gegenüber dem Frieden wesentlich zahlreicheren Betriebe um den wesentlich verminderten Auftragsbestand, die Preise unter den Selbstkosten liegen und eine Abschreibung des im Baugewerbe besonders stark der Abnutzung unterliegenden Geräteparks oder gar eine Verzinsung des Anlagekapitals nicht mehr ermöglichen. Wie sehr die Arbeiten zurückgegangen sind, das zeigt der Bericht der Tiefbau-Berufsgenossenschaft für 1924: Im Jahre 1913 rund 300 Millionen Mark Lohnsumme, 1924 rund 195 Millionen Mark. Nimmt man die durchschnittliche Lohnsteigerung im Tiefbau, der vor dem Krieg keine tarifliche Regelung hatte, mit rund 50 vH an, so erhält man einen Rückgang der Aufträge als solcher auf 43,5 vH. Das bedeutet das Stilliegen eines umfangreichen Geräteparks. Ähnlich ist es auch auf dem Gebiete des Industrie- und des Hochbaues, und das Jahr 1925 hat gegenüber 1924 kaum eine Besserung gebracht und bringt in der zweiten Hälfte wohl noch eine Verschlechterung. So wird eine weitere Preissenkung im Baugewerbe nicht zu erwarten sein. Auch das genannte strafrechtliche Verbot von Submissionskartellen, die überhaupt nicht zur Erzielung unangemessener Preise, sondern lediglich zur Vermeidung von Preisschleudereien geschlossen wurden, hat bei der geringen Zahl von solchen Vereinbarungen, die im Baugewerbe in der Nachkriegszeit und vor allem in den letzten Monaten geschlossen wurden, keine besondere Bedeutung. Das Baugewerbe geht in einen schweren Winter, den nur wirtschaftlich gesunde Betriebe, die dazu sich rücksichtslos auf die Hauptforderung des Sparens und des rationellsten Arbeitens einzustellen bereit sind, überdauern werden. Hans Schäfer, Düsseldorf.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 10. September 1925.)

Übergangsbestimmungen zum Gesetz über Senkung der Umsatzsteuer vom 18. 8. 25 (RGBl. I, S. 317). Die Umsatzsteuer beträgt 1 vH, wenn bei der Versteuerung nach vereinnahmten Entgelten die Vereinnahmung, bei der Versteuerung nach Leistungen die Lieferung oder sonstige Leistung nach dem 30. 9. 25 liegt. Der Steuerpflichtige ist mangels abweichender Vereinbarung verpflichtet, den Empfänger der Leistung, die auf Grund eines vor dem 15. 8. 25 abgeschlossenen Vertrages bewirkt wurde, einen Nachlaß von Entgelt zu gewähren, der der Minderung der auf die Leistung entfallenden Umsatzsteuer infolge der Herabsetzung des Steuersatzes entspricht. Der Anspruch auf Preisnachlaß bildet keinen Grund zur Vertragsaufhebung.

Verordnung über Umsatzsteuer. Vergünstigung für Ostpreußen vom 21. 8. 25 (RGBl. I, S. 318). Lieferungen von Holz aus Ostpreußen nach dem übrigen Deutschland sind umsatzsteuerfrei, sofern es in Ostpreußen gewonnen ist, der liefernde Unternehmer seinen Sitz in Ostpreußen hat und die Lieferung durch Versendung auf dem Seewege ausgeführt wird.

Wird Zement an einen Unternehmer in Ostpreußen als ersten Erwerber aus dem übrigen Deutschland geliefert, so ist der Weiterverkauf des Zements durch den ersten Erwerber in Ostpreußen umsatzsteuerfrei, sofern der Zement im Deutschen Reich erzeugt, der belieferte Unternehmer seinen Sitz in Ostpreußen hat und die Lieferung durch Versendung auf dem Seewege ausgeführt worden ist.

Bekanntmachung der Neufassung des Erbschaftssteuergesetzes vom 22. 8. 25 (RGBl. I, S. 320).

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband, Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband, Berlin W 30, Nollendorfplatz 3, I.)

Finanzielle Grundlage des Gerling-Konzerns. Einer Zeitungsnachricht zufolge hat der Gerling-Konzern, mit dem der Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband einen Empfehlungsvertrag für Haftpflichtversicherung abgeschlossen hat, kürzlich nom. 1 340 000 M. Aktien des Barmer Bank-Vereins aus Stinnesbesitz übernommen. Hieraus dürfte zu schließen sein, daß der Konzern, der nicht zu den in einem Ringe zusammengeschlossenen privaten Feuerungsversicherungsgesellschaften gehört, auch in den letzten schwierigen Jahren seine finanzielle Basis weiterhin festigen konnte.

Vergebung des Baues von Kraftwerken in Irland an eine deutsche Unternehmung.

Aus den Tageszeitungen ist eine für die deutsche Fachwelt und Wirtschaft sehr erfreuliche Mitteilung aus London zu entnehmen: Ein Vertrag zwischen der Regierung des irischen Freistaates und der Firma Siemens-Schuckert ist kürzlich endgültig abgeschlossen worden, der den Bau von Kraftwerken in Irland zum Ziele hat. Er sieht eine Bauzeit von 3½ Jahren für die Errichtung der gesamten Bauten und Kraftanlagen vor und die Kosten sind auf 5,2 Millionen Pfund veranschlagt worden. Die Verhandlungen über den Vertrag hatten sich ziemlich in die Länge gezogen, sie waren sofort nach der Annahme des sogenannten „Shannon Electricity Act 1925" durch die beiden Häuser des irischen Parlaments begonnen worden. Dieses Gesetz ermächtigt die Regierung zur Durchführung des Projekts sowie zu seiner Finanzierung. Die Regierung des Freistaats hatte sich bei den früheren Verhandlungen mit Siemens-Schuckert vorbehalten, entweder die Ausführung des Plans selbst in die Hand zu nehmen und zu finanzieren, wobei der deutschen Firma die Ausführungen übertragen werden sollten, oder aber die Firma Siemens-Schuckert zu ermächtigen, das Projekt in eigene Regie zu übernehmen und selbst die Finanzierung sicherzustellen. Der Freistaat entschloß sich für den erstgenannten Fall, wonach die Regierung die Regie behält und für die Finanzierung zu sorgen hat, während Siemens-Schuckert nur die Ausführung übertragen wird. Das erwähnte Gesetz, das die Grundlage des Vertrages bildet, gibt dem Minister für Handel und Industrie, in dessen Hand die Durchführung gelegt ist, sehr weitgehende Vollmachten, um eine bürokratische Zersplitterung und spätere Komplikationen im Parlament zu verhindern. Dem Minister ist beispielsweise das Recht vorbehalten worden, selbständig über die Errichtung von Hafenanlagen, Schleusen, sowie über Ableitung von Flüssen und die Drainage des Landes zu entscheiden. Er ist auch zur Vornahme der notwendigen Enteignungen ermächtigt.

Das Hauptkraftwerk wird in Ardnacrucha einige Kilometer von Limerick errichtet. Für dieses sind sechs Turbinen von je 30 000 Pferdekräften vorgesehen. Diese erzeugen 450 Millionen Kilowattstunden pro Jahr. Von O'Bridge bis Lough Derg wird das Flußbett des Shannon in einer Länge von acht Kilometern um 10 Meter erhöht. Hierdurch werden 5000 acre Land, die bisher von dem Fluß überschwemmt waren, als Ackerland gewonnen. Von O'Briens Bridge flußabwärts wird ein Kanal von 10 km Länge 100 m Breite und 10 m Tiefe gebaut. Es sind folgende Hochspannungsleitungen vorgesehen: 300 km von Limerick nach Kork zu 100 Kilovolt, 300 km von Limerick nach Dublin zu ebenfalls 100 Kilovolt. Ferner 14000 km innerhalb des Freistaates zu 10 und 2000 km zu 35 Kilovolt.

Das ganze Land wird mit Kraft versorgt werden, und es sind reichliche Reserven für die etwaige spätere Ausdehnung der Industrie vorhanden. Dies ist der entscheidende Vorzug des Siemensschen Projekts gegenüber den von Engländern ausgearbeiteten Plänen (Verwertung des Liffey Flusses). Die englischen Interessenten haben

sehr bedeutende Summen ausgegeben, um ihren eigenen Plan zur Durchführung zu bringen. Die Kämpfe im Parlament waren sehr schwer, besonders die Independents, die frühere Home Rule Partei, welche die englischen Interessen im Freistaat vertritt, leistete den größten Widerstand. Die Durchführung des gewaltigen Projekts bringt natürlich für das bauende Land beträchtliche Vorteile. Von der Summe von 5,2 Millionen werden etwa 3,25 Millionen auf Lieferungen entfallen, die direkt der deutschen Industrie zugute kommen. Diese Lieferungen beschränken sich nicht auf die elektrische Industrie, sondern es gehören alle mit dem Bau zusammenhängenden Materialien und Maschinen dazu, wie beispielsweise Zement, Holz, Ackermaschinen, Hebekräne, Lokomotiven, Eisenbahnschienen, Maste für Hochspannungen, Kabel usw. Das Siemenssche Projekt bedeutet über diese einmalige Leistung hinaus eine sehr wesentliche Umstellung der gesamten Wirtschaftsverhältnisse des Freistaates. Irland wurde bisher ausschließlich mit Kohle versorgt. Im Jahre 1924 betrug die Kohleneinfuhr 2,48 Millionen Tonnen. Nach der Durchführung des Projekts wird die Einfuhr um etwa eine Million Tonnen vermindert werden. Die größere wirtschaftliche Unabhängigkeit des Landes ist vermutlich ein wichtiges Motiv für den Eifer, mit dem die gegenwärtige Regierung den Siemensschen Vorschlag aufgegriffen hat. Umgekehrt erklärt sich daraus ein wesentlicher Teil des englischen Widerstandes.

Aufwandsentschädigung und Lohnabzug.

Die privaten Dienstaufwandsentschädigungen (§ 34 Abs. 3 EStG.), d. h. die Entschädigungen, welche den in privaten Dienst- oder Auftragsverhältnissen stehenden Personen nach ausdrücklicher Vereinbarung zur Bestreitung des durch den Dienst oder Auftrag veranlaßten Aufwandes gewährt werden, bleiben bei Ermittlung des steuerbaren Einkommens insoweit außer Ansatz, als ihr Betrag den erforderlichen Aufwand nicht übersteigt. Nach Artikel I § 16 der zweiten Steuernotverordnung gehören zum Arbeitslohn auch die Aufwandsentschädigungen im Sinne des § 34 Abs. 3 EStG., es unterliegen demnach die privaten Dienstaufwandsentschädigungen dem Steuerabzug vom Arbeitslohn. Die Einbeziehung der privaten Dienstaufwandsentschädigungen in den Steuerabzug hat sich, wie der Erl. des RFM. vom 24. Januar 1924 III C^2 160 ausführt, als notwendig erwiesen, da immer mehr die Erfahrung gemacht wurde, daß unter der Bezeichnung „Dienstaufwandsentschädigung" den Arbeitnehmern Bezüge gewährt worden sind, die ganz oder teilweise ein Entgelt für eine Arbeitsleistung darstellen. Dadurch sind erhebliche Beträge der Besteuerung entzogen worden. Die Einbeziehung der privaten Dienstaufwandsentschädigungen in den Steuerabzug ist auch dadurch gerechtfertigt, daß der Dienstaufwand, der nach der Rechtsprechung des Reichsfinanzhofes zu den Werbungskosten gehört, bereits durch den steuerfreien Lohnbetrag abgegolten ist. Wo im einzelnen Falle der steuerfreie Lohnbetrag nicht ausreicht, um den Arbeitnehmer für die Aufwendungen schadlos zu halten, die ihm aus Anlaß des Dienstes oder Auftrages erwachsen, steht es ihm frei, die Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrages zu beantragen. Selbstverständlich mußten bei dieser Sachlage auch Pauschbeträge, in denen bare Auslagen enthalten, aber nicht besonders ausgeschieden sind, in die Steuerabzugspflicht einbezogen werden. Denn gerade ein solches Verfahren, in dem es im wesentlichen von der allgemeinen Auslegung des Begriffes der baren Auslagen und der Bereitwilligkeit des Arbeitgebers abhängt, in welcher Höhe Auslagen, bei denen der Arbeitgeber gar nicht nachprüfen kann, ob sie überhaupt entstanden sind, erstattet wurden, stellt häufig die Gewährung von Arbeitslohn in versteckter Form dar. Um jedoch im beiderseitigen Interesse die Anträge auf Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrags nicht allzusehr anschwellen zu lassen, hat sich der Reichsminister der Finanzen damit einverstanden erklärt, daß bare Auslagen von vornherein bei der Berechnung des einzubehaltenden Steuerbetrags dann außer Ansatz bleiben, wenn sie dem Arbeitgeber im einzelnen nachgewiesen oder dem Arbeitnehmer nur in einer solchen Höhe vergütet werden, daß die Vergütung unzweifelhaft nur zur Deckung barer Auslagen ausreichen kann. Als typische Fälle solcher baren Auslagen gelten tatsächlich entstandene Reisekosten (Eisenbahnfahrtauslagen, Schlafwagenkarten, Fahrtkosten zum Bahnhof und zurück), Übernachtungsgelder, Kosten für Zimmerbenutzung in Gasthäusern, Auslagen für Koffertransport, bare Auslagen für Telegramm- und Telephongebühren, sowie die bei auswärtigen Arbeiten gewährten, in Tarifverträgen festgesetzten Auslösungen, sofern sie nur in einer solchen Höhe gewährt werden, daß sie ausreichen, um die Mehraufwendungen durch den auswärtigen Aufenthalt gegenüber der Haushaltungsverpflegung zu decken. Zu der Frage der Auslösungen hat der Reichsminister der Finanzen in dem Erlaß vom 2. 5. 25 — III C^1 1800 — Stellung genommen.

Im übrigen sind dagegen steuerpflichtig Pauschbeträge aller Art, z. B. Lohnzuschläge, Überstundenzulagen, Pauschvergütungen für Reisespesen. Solche Aufwendungen können nur im Wege der Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrags geltend gemacht werden.

Voraussetzung für die Freilassung der Entschädigungen für bare Auslagen vom Steuerabzug ist also

a) daß es sich um Auslagen handelt, die mit dem Dienstverhältnis im Zusammenhang stehen,

b) daß die Auslagen entweder im einzelnen nachgewiesen werden oder bei ihnen kein Zweifel darüber bestehen kann, daß sie in diesem Umfang tatsächlich entstanden sind,

c) daß sie nicht bereits durch den steuerfreien Lohnbetrag abgegolten sind.

Was die letzte Voraussetzung betrifft, so ist es natürlich nicht angängig, Abzüge, zu deren Abgeltung der steuerfreie Lohnbetrag (§ 17 Abs. 1) oder vom Finanzamt auf Antrag zugelassene erhöhte steuerfreie Lohnbetrag (§ 19 Abs. 1) ausreicht, auf dem Umwege über die baren Auslagen nochmals steuerfrei zu lassen. Erstattet z. B. ein Arbeitgeber seinen Arbeitnehmern die Kosten der Fahrt zwischen Wohnung und Arbeitsstätte oder die Beiträge zur Sozialversicherung, soweit sie auf die Arbeitnehmer entfallen, so sind diese Vergütungen dem Steuerabzug zu unterwerfen.

Unrichtige Firmierung eines Fabrikbetriebes — Unlauterer Wettbewerb.

(Reichsger. II. 412/22.)

(Nachdr. verb.). Eine Maschinenfabrik beschäftigt sich seit Anfang der 80er Jahre des vorigen Jahrhunderts mit der Herstellung sogen. „Ringläufer". Eine Konkurrenzfirma nahm etwa 25 Jahre später auch diese Fabrikation auf, und da sie auch die für dieselben Maschinen gebrauchten Ringe herstellte, so nannte sie ihre Firma „Erste deutsche Ringläufer- und Ringfabrik", indem sie bei der Firmenanmeldung wie auch sonst stets das „und" unterstrich.

Die obenerwähnte erste Fabrik strengte nun gegen die Konkurrentin Klage an auf Unterlassung des Gebrauchs dieser irreführenden Bezeichnung, die darin zu erblicken sei, daß die Beklagte sich als erste deutsche Ringläufer-Firma bezeichne, was sie unstreitig nicht sei.

Die Beklagte wandte ein, der Anspruch der klagenden Firma sei völlig unbegründet; dadurch, daß sie den Ton der Firma auf das „und" lege, bringe sie zum Ausdruck, daß sie lediglich die erste deutsche Firma sei, die gleichzeitig Ringe und Ringläufer herstelle. Dem stehe doch nicht entgegen, daß die Klägerin schon vorher Ringläufer hergestellt habe.

Indessen hatte das Oberlandesgericht Dresden die Klage der sich geschädigt fühlenden Firma für gerechtfertigt erachtet, und das Reichsgericht hat dieses Urteil bestätigt. Nach der Feststellung des Vorderrichters, so heißt es in den Gründen, ist nicht für jeden ohne weiteres erkennbar, daß das Anfangswort „Erste" in der Firmenbezeichnung mit dem Worte „und" in besondere Beziehungen zu setzen sei und sich daher als Sinn der Bezeichnung ergebe, daß der Betrieb der Beklagten der erste in Deutschland sei, in dem sowohl Ringe wie Ringläufer hergestellt würden. Dieser Sinn wird auch nicht durch das Unterstreichen des Wortes „und" klargestellt, ganz abgesehen davon, daß das Unterstreichen bei der gesprochenen Wiedergabe als Bezeichnung nicht in Betracht kommt. Letztere kann nach dem herrschenden Sprachgebrauch vielmehr sehr wohl auch dahin verstanden werden, daß das Unternehmen der Beklagten einerseits für die Ringe und andererseits für die Ringläufer, beide für sich genommen, die erste Herstellungsstätte in Deutschland sei, das Wort „und" also in der Bedeutung von „sowohl als auch" gebraucht sei. In diesem Sinne würden viele die Bezeichnung der Beklagten verstehen, die im geschäftlichen Verkehr Kenntnis von ihr erhalten. Dann aber liege eine wahrheitswidrige Angabe vor, da die Beklagte einstweilen weder die erste deutsche Ringfabrik, noch die erste deutsche Ringläuferfabrik betreibe.

Die Angabe, so meinte der höchste Gerichtshof weiter, ist aber auch geeignet, den Anschein eines besonders günstigen Angebots zu erwecken, da viele Interessenten infolge dieser Angabe annehmen, daß die Beklagte im Gegensatz zu jüngeren Betrieben in der Herstellung von „Ringen" und „Ringläufern" über besondere Erfahrung und Sachkenntnis verfüge.

Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes

Die nächste Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes soll unmittelbar vor Beginn der Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule „Fridericiana" am 26. und 27. Oktober 1925 in Karlsruhe stattfinden.

Die Vorträge werden am 27. Oktober gehalten, und es ist außerdem beabsichtigt, am 28. Oktober bei gutem Wetter einen Ausflug in das Murgtal anzuschließen. R.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 30. Juli 1925.

Kl. 5 b, Gr. 12. 417 852. A. T. G. Allgemeine Transportanlagen-G. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke für den Tagebau von Braunkohlen. 28. XII. 22. A 39 077.

Kl. 19 a, Gr. 8. 417 928. Alfred Thielmann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Schienenbefestigung auf Holzschwellen; Zus. z. Pat. 416 774. 5. VII. 24. T 29 047.

Kl. 19 a, Gr. 14. 417 929. The P. & M. Company, Chicago, Ill., V. St. A.; Vertr.: Dr. P. Breitenbach, Pat.-Anw., Düsseldorf. Einteilige Schienenklemme. 18. VII. 22. P 44 609.

Kl. 19 a, Gr. 28. 417 930. Owen-Pennsylvania Corporation, Wilkes-barre, Penns., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Fahrbare Vorrichtung zum Auswechseln von Schwellen unter Eisenbahnschienen. 5. VIII. 23. O 13 816. V. St. Amerika 22. VIII. 22.

Kl. 20 i, Gr. 4. 417 816. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Verkürzende Verbindung zweier Weichen entgegengesetzten Ablenkungssinnes. 18. I. 25. V 19 845.

Kl. 20 i, Gr. 19. 417 817. Josef Miller u. Martin Kucka, Hlohovec, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dr. H. Hederich, Pat.-Anw., Kassel. Einrichtung zum selbsttätigen Einstellen von Schranken durch den fahrenden Zug. 29. IV. 24. M 84731.

Kl. 20 i, Gr. 34. 417 818. Heinrich Karl, Jersey City, New York, V. St. A.; Vertr.: G. Dedreux u. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Selbsttätige Zugsignal- und Kontrollvorrichtung. 15. VII. 24. K 90 265. V. St. Amerika 19. VII. 23.

Kl. 65 b, Gr. 3. 417 849. Dipl.-Ing. Woldi Kiwull, Riga, Lettland; Vertr.: P. Krainer, Charlottenburg, Techn. Hochschule. Verfahren zum Bergen von Schiffen nach dem Gefrierverfahren. 29. VI. 24. K 90 073.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 6. August 1925.

Kl. 19 a, Gr. 11. 418 010. R. Scheibe, Klotzsche-Königswald b. Dresden. Schienenbefestigung auf federnden Hohlschwellen mittels Klemmplatten und Hakenschrauben. 3. VI. 21. Sch 61 915.

Kl. 19 a, Gr. 20. 418 011. Diederich Storjohann, Immigrath, Niederrh. Leitschiene für innere Bogen-Rillenschienen. 13. XI. 23. St 37 373.

Kl. 19 a, Gr. 28. 418 012. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlottenstr. 11. Zwängrolle für Gleisrückmaschinen. 13. VI. 24. K 89 909.

Kl. 19 a, Gr. 28. 418 013. Fa. Robel & Co., München. Ablesevorrichtung für dreispindelige Schwellenbohrmaschinen. 29. I. 24. R 60 195.

Kl. 19 a, Gr. 28. 418 014. Hermann Schultz, Berlin-Lankwitz, Humperdinckstr. 13 a. Vorrichtung zum Zusammenpressen von Schienen u. dgl. 2. V. 24. Sch 70 392.

Kl. 19 a, Gr. 28. 418 083. Berthold Thiele, Mörs-Meerbeck, u. Wilhelm Morhenn, Lintfort, Kr. Mörs. Verfahren und Vorrichtung zur Wiederherstellung abgenutzter Schienen-Unterlagplatten. 9. IX. 24. T 29 257.

Kl. 20 i, Gr. 8. 417 976. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin Tempelhof. Lagerung der Zungenwurzel von Rillenschienenweichen. 22. II. 25. E 32 092.

Kl. 20 i, Gr. 37. 417 977. Fa. de Pauli-Christoph-Werke A.-G., Rinteln a. W. Vorrichtung zur Bremsauslösung auf dem fahrenden Zuge. 10. II. 25. P 49 738.

Kl. 84 d, Gr. 1. 418 026. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. An einem fahrbaren Kabelkran wagerecht verschiebbares und senkrecht einstellbares Grabgerät. 15. II. 24. G 60 694.

Kl. 84 d, Gr. 2. 418 027. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Abwechselnd für geführte und frei durchhängende Kette verwendbare Eimerleiter für Bagger. 14. III. 24. L 59746.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 13. August 1925.

Kl. 20 g, Gr. 3. 418 196. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin. Schiebebühne mit Hebezeug. 1. VII. 23. M 81 885.

Kl. 20 g, Gr. 8. 418 145. Ernst H. Tausch, Berlin-Wilmersdorf, Weimarische Str. 25. Stoßverzehrender Puffer als Prellbock. 28. X. 24. T 29 455.

Kl. 20 i, Gr. 11. 418 224. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Überwachungsschaltung für Tageslichtsignale. 19. II. 25. A 44 228.

Kl. 35 a, Gr. 1. 418 112. Fa. Suter-Strickler & Cie., Horgen, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Seilbremse. 3. XII. 24. S 67 965. Schweiz 24. I. 24.

Kl. 35 a, Gr. 9. 418 113. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Seiltrieb; Zus. z. Pat. 398 922. 6. IX. 24. K 90 848.

Kl. 35 b, Gr. 1. 418 150. Dipl.-Ing. Carl Bomnüter, Frankfurt a. M.-West, Sophienstr. 113. Einschienen-Hängebahndrehkran mit Tragschiene. 1. IV. 23. B 109 159.

Kl. 35 b, Gr. 1. 418 168. A. T. G. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Kran zum Heben von schweren Fahrzeugen. 2. XII. 23. A 41 111.

Kl. 35 b, Gr. 4. 418 204. August Feldmann, Soest, Westf. Kran mit Ausleger. 18. XII. 24. F 57 612.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 20. August 1925.

Kl. 20 k, Gr. 9. 418 279. Fa. Bergmann-Elektricitäts-Werke, Akt.-Ges., Berlin. Festpunktjoch für Kettenoberleitungen elektrischer Bahnen. 4. VI. 24. B 114 346.

Kl. 20 k, Gr. 9. 418 280. Dipl.-Ing. Alois Siebel, Ratingen. Aufhängevorrichtung für Fahrdrähte elektrischer Grubenbahnen, die aus zusammengekuppelten Gelenkhebeln besteht. 19. I. 22. S 58 650.

Kl. 80 b, Gr. 3. 418 354. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlackenverwertungsanlagen Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Gewinnung eines hochhydraulischen Bindemittels aus Haus- und gewerblichem Müll. 28. VI. 23. M 81839.

Kl. 80 b, Gr. 5. 418 355. Dr. Richard Grün, Düsseldorf, Roßstr. 107. Verfahren zur Vermahlung von Hochofenzement oder Schlakkenzement. 2. XII. 23. G 60 250.

Kl. 85 c, Gr. 3. 418 319. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstr. 57. Vorrichtung zur Reinigung von Abwasser mit belebtem Schlamm, bestehend aus einem Lüftungsraum und einem unmittelbar angebauten Nachklärbecken. 21. VIII. 23. I 23 965.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Teubners Handbuch der Staats- und Wirtschaftskunde. II. Band. Verlag B. G. Teubner, Leipzig 1924.

Von Abteilung II „Wirtschaftskunde" seines der staatsbürgerlichen Erziehung dienenden Sammelwerkes hat der rührige Verlag einige Hefte gesondert herausgegeben. Weitere werden bald folgen, so daß dann der von Professor Dr. Karl Bräuer (Universität Breslau) redigierte Teil abgeschlossen sein wird. Wir werden nach Vorlage dieser Hefte (von denen insbesondere die Darstellung der Industrie und die dem Herausgeber vorbehaltene „Finanzwissenschaft und Reichssteuersystem" einem lebhaften Bedürfnis begegnen werden) und nach Ausgabe der noch fehlenden Abteilungen auf die Gemeinschaftsarbeit, die sich als zuverlässiger Führer durch das weite Gebiet der Wirtschaftswissenschaften mittels zusammenhängender Einzeldarstellungen bewähren wird, zurückkommen. Heute heben wir zunächst hervor die treffliche knappe und doch verständliche Behandlung der Energiewirtschaft durch Professor Dr.-Ing. Pauer, der wir Nachfolger wünschen: denn es fehlt an Schriften, die wissenschaftlich die Zusammenhänge zwischen Technik und Wirtschaft so populär im besten Wortsinne einem zunächst staatswissenschaftlich interessierten Bildungskreis klarlegen. Und die technisch-wirtschaftlichen Einsichten sind doch den Volkswirten außerordentlich nötig; ebenso unentbehrlich, wie den Ingenieuren die wirtschaftlichen und juristischen Kenntnisse, deren Vermittlung Aufgabe der ersten Abteilung des auf drei Bände berechneten Sammelwerkes ist. Anzuerkennen bleibt die Hineinbeziehung auch einzelner Kapitel der Betriebswirtschaftslehre, obwohl das hier von Geldmacher über Rechnungswesen und Organisation der erwerbswirtschaftlichen Betriebe Gebotene mit etwa 30 Seiten nur eine allererste Einführung ist. Weniger unter Raummangel hatten zu leiden die einem Bankpraktiker übertragene Darstellung des Bankwesens und die von Bräuer selbst geschriebenen Kapitel über Geldwesen und Währungspolitik. Letztere kann freilich ihren Zweck erst voll erfüllen, wenn ein bei dem allmählichen Erscheinen des Gesamtwerkes ja leicht zu bietender Nachtrag zu der bis Frühjahr 1924 reichenden Darstellung die seither geschaffene neue Währung ebenfalls berücksichtigt. Dem Verf. ist zuzustimmen, daß ein Handbuch wie das vorliegende nicht bezwecken kann, vom Standpunkt einer rein metallistischen oder rein nominalistischen Theorie den Leser auf eine dieser noch miteinander ringenden Anschauungen festzulegen; deshalb wird Hauptgewicht auf das äußere Gerippe der Geldverfassungen und die ursächlichen Zusammenhänge gelegt, worüber aber leider die Darlegung der Funktionen des Geldes, eine klare Stellungnahme, ob es heute in erster Linie Zahlungsmittel oder, wie hier anscheinend angenommen wird, zunächst und auch heute noch primär Tauschmittel ist, zu kurz gekommen ist. Nach klaren Definitionen verlangt auch der wirtschaftlich geschulte Ingenieur, dem ein Führer durch die mannigfachen Fragen des heutigen Rechts- und Wirtschaftslebens dann die besten Dienste leisten kann, wenn eine gedankliche Forschungsarbeit, die wir der Mehrzahl der uns vorliegenden Abschnitte anmerken, auch in präziser Darstellung zum Ausdruck kommt. Deshalb empfehle ich auch z. B. bei dem

nötigen Nachtrag alle wesentlichen Merkmale des Währungsgeldes und die Literaturangaben des Bankabschnitts nachzuholen. (Zum Beispiel sind die Bücher von Schulze-Gävernitz und Max Weber wichtiger und zuverlässiger als mehrere der dort genannten.) W. Dreyfus betont, daß das Bankgewerbe sich seiner hohen volkswirtschaftlichen Aufgaben bewußt sein soll; interessant sind die Ausführungen des Praktikers auch zum Thema „Banken und Industrie", wenn er auf Grund weitreichender Erfahrungen urteilt: „Bildet die Bank nur noch ein Glied eines Konzerns, so hat sie ihre Stellung als unparteiischer Führer der deutschen Volkswirtschaft und damit ihre allgemeine Bedeutung verloren. Gerade die Unabhängigkeit der Bank ist die Voraussetzung dafür, daß sie, von den Wünschen einzelner unbeeinflußt, ... der deutschen Volkswirtschaft neue Wege des Wiederaufbaues weist. Denn die Unabhängigkeit und .... ihr Verantwortungsgefühl sind gewichtige Aktivposten in der Bilanz der deutschen Gegenwart." Die Ausführungen über die Börsen werden ergänzt durch Sievekings Darstellung von Handel und Handelspolitik, während der Abschnitt über das Verkehrswesen die unentbehrliche Verbindung volkswirtschaftlicher Schulung und Ingenieurerziehung aufweist, die den meisten derartigen Schilderungen aber leider abgeht, aber einen bekannten Vorzug Prof. Blums (Technische Hochschule Hannover) darstellt. Wir wollen auch hierauf bei Vorliegen der Schlußlieferungen des Werkes zurückkommen. Gehrig.

Schaubuch der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925. Preis 3 GM.

Unter diesem Namen ist im Verlage von G. Hirth-A.-G., München, eine gut illustrierte Schrift erschienen. Aus dem Inhalte sei u. a. das Nachfolgende kurz mitgeteilt: Die Bedeutung Bayerns für das deutsche Verkehrswesen; Die Verwirklichung des Rundfunkgedankens; Die Wechselwirkung zwischen Verkehr und Volksernährung (von Geheimrat Dr. Stieda), Zwecke und Ziele der D. V. A; Die Anlage der Bahnhöfe und die Entwicklungsgeschichte der Eisenbahnen; Automobilstraßen, Alpenstraßen; Die Auswirkung des Versailler Vertrages auf die Seeschiffahrt; Neues aus dem Schiffbau; Gleislose Fahrzeuge, Lastwagen, Motorräder, Sport und Luftverkehr usw.

Endlich werden dem Besucher der Ausstellung und der Stadt München übersichtliche Hallenpläne mit Erläuterungen und ein wertvoller Führer durch die Schönheiten Münchens vor Augen geführt, die als wertvolle Bereicherung des Buches anzusprechen sind und allein schon zur Anschaffung reizen. Der äußerst niedrig bemessene Preis wird dazu beitragen, viele Liebhaber für das Werk unter den Besuchern der D. V. A. und unter allen am deutschen Verkehrswesen interessierten Kreisen zu finden. M. F.

Die Eisenbahnreform in Deutschland und in Österreich. Zwei Abhandlungen von Dr. Adolf Sarter, Geh. Regierungsrat und Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium und Dr. Heinrich Wittek, k. k. österreichischer Eisenbahnminister a. D. (60 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin 1924. Preis 2 M.

Die Vereinigung dieser beiden Abhandlungen in einem besonderen Heft, in dem von namhaften Fachleuten als Maßnahmen des Wiederaufbaues die Umgestaltung der Eisenbahnverwaltungen in Deutschland und in Österreich geschildert werden, dürfte nicht nur den Eisenbahnfachleuten und Volkswirten, sondern auch allen denen, die den Wiederaufbau des europäischen Wirtschaftslebens nach dem Kriege mit Interesse verfolgen, sehr willkommen sein. Dem kleinen Buch wird daher weiteste Verbreitung gewünscht. W. Müller, Dresden.

Praktische Winke für Zement und Beton. Ein Hand- und Nachschlagebuch für die Praxis von Peter May, Stadtbaurat. Mit 18 Abb. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925. Preis 6 GM.

Die uns vorliegende Schrift ist eine Zusammenfassung all dessen, was im Schrifttum an wichtigeren Darlegungen über Zement und Beton erschienen ist und Allgemeingut der Fachwelt sein sollte. Im besonderen ist hierbei auf die Praxis des Betonbaus Wert gelegt. Die Aufgabe, welche sich der Verfasser gestellt hat, wird auch, soweit die Zemente in Frage kommen, gelöst. Hingegen kann man nicht mit der Beurteilung einverstanden sein, welche im Abschnitt „Traß" über dessen Beimengung zum Zement gegeben wird. Wenn es auch nicht richtig ist, Traß als Ersatz von Zement anzusprechen, so sind doch mit Traßzusatz zum Zementmörtel und Beton so erhebliche Vorteile an vielen Stellen gewonnen worden, daß das Urteil des Verfassers, „es sei ratsam, sich auf Traßzuschläge — soweit Festigkeit und Kostenverbilligung in Frage steht — garnicht einzulassen", nicht unwidersprochen bleiben kann. Ist auch dies Urteil (durch Festigkeit und Kosten) etwas eingeschränkt, so ist es trotzdessen nicht einwandfrei. Bezüglich möglicher Ersparnisse durch verminderten Zement- und erhöhten Traßzusatz sei u.a. nur auf Roch „Die Wasserversorgung mittels Talsperren in Deutschland" verwiesen, worin beispielsweise mitgeteilt ist, daß eine Kostenersparnis bei der Neuzehnhainer Talsperre von 10 000 M. dadurch gewonnen wurde, daß an Stelle einer Mörtelmischung von 17,4 Zement zu 7,0 Traß eine solche gleichwertige von 15,2:7,6 benutzt wurde. Bezüglich der Festigkeit lassen u. a. die bekannten großzügigen Kölner Versuche und die grundlegenden Arbeiten von Dr. Hambloch erkennen, daß ein Traßzusatz die Zugfestigkeit des Zementmörtels und Betons nicht unwesentlich verbessert, daneben aber auch den Gußbeton in jeder Hinsicht günstig beeinflußt, ganz abgesehen von der vergrößerten Dichtigkeit, die Traß den Zementmörteln verleiht. Ganz im besonderen hat sich aber auch im Seebau Traß als sehr wertvoller Zusatz bewährt, hier — auch in Verbindung mit Kalk und Zement — ganz besondere gute Eigenschaften dem Mörtel und Beton verliehen, wie Untersuchungen bei unseren großen Seeschleusen u. a. a. O. s. Z. gezeigt haben. Etwas günstiger kommt der Traß in Verbindung mit Kalk vor, wenn auch hier noch manches mehr für ihn Günstiges ins Feld geführt werden könnte. Nicht einwandfrei ist die Angabe (S. 110), daß Intze, „ein begeisterter Freund der Verwendung von Traß mit Kalk und Zement" gewesen sei, gibt doch Intze in seiner zusammenfassenden Schrift: Entwickelung des Talsperrenbaus in Rheinland-Westfalen von 1889—1901 (auf S. 48) die von ihm überall verwendete Traßmischung mit 1 Teil Fettkalk, 1½ Teilen bestem, blaugrauem Plaidter Traß und 1¾ Teilen Rheinsand an — die bekannte sogenannte Intzesche Talsperren-Mörtelmischung!

Eine kurze Behandlung erfahren zum Schlusse die hochwertigen Zemente sowie das Verhalten verschiedener Zementarten gegen Säuren und Schutzmittel hiergegen. Im letzten Abschnitte hätte den Arbeiten des Moorausschusses und den Untersuchungen über Betonschädigungen durch schweflige Säuren mehr Gewicht beigelegt werden können. Es hätte sich u. a. hierbei ergeben, daß durchaus nicht immer Traß gegen Säureangriffe als schädlich anzusprechen ist, sondern daß er auch hier sich z. T. bewährt hat.

Immerhin ist die vorliegende Schrift beachtlich, da sie für die Zementmörtel und für Beton im allgemeinen eine gute Zusammenfassung der bekannten Tatsachen bringt und deshalb von den Fachgenossen, denen das Gebiet des Beton- und Verbundbaus weniger naheliegt, durchaus mit Gewinn durchgesehen werden wird. M. F.

Maurer- und Steinhauerarbeiten III. Sammlung Göschen. Neubearbeitet von Prof. Dipl.-Ing. Wilh. Becker (mit 128 Abb.). Verlag Walter de Gruyter & Co., Berlin und Leipzig 1925. Preis geh. 1,25 GM.

Der III. Teil behandelt im Abschnitt I Fußböden aus Stein (Pflaster-, Platten-, Fugenlose Böden), weiterhin nicht massive Fußbodenbeläge (aus Holz, Linoleum, Stoff). Abschnitt II befaßt sich mit den Putz- und Stuckarbeiten, III mit Wandbekleidungen, IV mit Steingesimsen. Alle Darlegungen sind bei einer anerkennenswerten Kürze klar und vollständig. Das kleine Werkchen sei bestens empfohlen. M. F.

Der Baustoffhandel unter besonderer Berücksichtigung des Berliner Baustoffhandels. Von Dr. E. Hückstaedt, Berlin. Leipzig 1925, Verlag: Fachzeitung Baumarkt. Preis 3 GM.

Behandelt werden in der eine Dissertation der philosophischen Fakultät der Universität Berlin darstellenden Veröffentlichung: Die Voraussetzungen des Baustoffhandels, der Handel selbst als wirtschaftliche Funktion und im engeren Sinne, und zwar vorwiegend in der Vorkriegszeit, weiterhin seine Entwicklung in der Kriegs- und Nachkriegszeit. Im Hinblick darauf, daß der Baustoffhandel vor der schweren Aufgabe steht, in fortschreitendem Maße die Funktionen wieder zu übernehmen, die er in der Zeit vor 1914 erfüllt hat, hierbei aber den wirtschaftlichen Veränderungen der folgenden Jahre und der Jetztzeit Rechnung tragen muß, ist die hier behandelte Frage von allgemeiner, auch technischer Bedeutung. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Aufforderung zur Entrichtung der noch rückständigen Beiträge.

Unter Bezugnahme auf die verschiedentlichen Aufforderungen s. u. a. „Bauingenieur" Heft 18, wird höflichst um möglichst umgehende Begleichung der rückständigen Beiträge gebeten. Sollte der Betrag bis zum 15. September d. J. nicht eingegangen sein, so bitten wir der Vereinfachung der Geschäftsordnung wegen die auch in anderen Verbänden übliche Erhebung durch Postauftrag zuzüglich dessen Kosten anwenden zu dürfen und bitten, den Postauftrag freundlichst einlösen zu wollen. Entsprechend früherer Mitteilung an unsere Mitglieder vom 12. 1. d. J. gestatten wir uns darauf hinzuweisen, daß das Ende September d. J. erscheinende Jahrbuch der D. G. f. B. (rd. 200 Seiten Text, 62 Abbildungen und 2 Tafeln) den Mitgliedern erst dann kostenfrei zugestellt werden kann, wenn sie mit den Beitragszahlungen für 1924 und 1925 nicht mehr im Rückstand sind.

Das Jahrbuch der D. G. f. B.

wird Ende d. M. von hier in sorgfältiger Weise als Drucksache versandt werden. Da wir vom Verlag nur für jedes Mitglied ein Jahrbuch erhalten, können wir Reklamationen nicht berücksichtigen. Mitglieder, die etwa wünschen, daß ihnen das Jahrbuch eingeschrieben zugesandt wird, wollen dies unter Beifügung der Einschreibegebühr von 35 Pfg. der Geschäftsstelle mitteilen. Anschriftänderungen bitten wir der Geschäftsstelle baldmöglichst mitzuteilen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 25. September 1925 Heft 25

ENTWICKLUNGSSTAND UND PROBLEME DER MODERNEN FLUGZEUGSTATIK.

Von Dipl.-Ing. Karl Rühl, Erstem Statiker der Albatros A. G. Flugzeugbau, Berlin-Johannisthal.

Übersicht. Im ersten Abschnitt wird die Bedeutung der Statik im Flugzeugbau allgemein und an numerischen Beispielen erörtert, darauf (II.) der statische Aufbau des normalen Flugzeugs untersucht, und daran anschließend (III.) die Entwicklung der Flugzeugstatik während des Krieges hinsichtlich der Bestimmung (a) der äußeren Kräfte, (b) der inneren Spannungen, (c) der Materialeigenschaften erläutert. Danach folgt (IV.) eine Besprechung der wichtigsten Entwicklungstendenzen der Nachkriegszeit, und zum Schluß (V.) eine kurze Erörterung des möglichen und zu erwartenden Einflusses der Flugzeugstatik auf die allgemeine Baustatik.

I. Bedeutung der Statik für den Flugzeugbau.

Die Rolle, die die statische Berechnung beim Gesamtentwurf einer Baukonstruktion spielt (Baukonstruktion im weitesten Sinne genommen), hängt davon ab, wie weit die Hauptteile der Konstruktion lediglich von anderen Konstruktionsteilen herkommende Kräftewirkungen weiterleiten sollen, oder wie weit sie darüber hinaus noch andere Zwecke zu erfüllen haben. Nehmen wir als Gegenbeispiele einen Dachbinder und einen Verbrennungsmotor, so hat selbstverständlich bei beiden Konstruktionen der Baustoff Kräfte aufzunehmen und weiterzuleiten (ein Bauwerk, bei dessen Hauptteilen er das nicht hätte, gibt es überhaupt nicht) — und seine Fähigkeit dazu, „Festigkeit" genannt, ist bei beiden durchaus von derselben Wichtigkeit. Beim Binder ist jedoch die Aufgabe des Baustoffes damit erschöpft, der ganze Binder bildet sozusagen nur die materielle Ausführung eines Systems von Kraftlinien, seine Stäbe sind allein dazu da, daß die Kräfte in ihnen von den Ansatzpunkten der Lasten zu den Stützpunkten hin weiterfließen können. — Beim Motor soll der Baustoff darüber hinaus noch mehr, er soll Hohlräume umschließen (Zylinder) oder abschließen (Kolben), er soll die Brennstoffe oder die Auspuffgase leiten, er soll von der Luftströmung bestrichene Flächen bilden (Kühlrippen), und damit sinkt die Bedeutung der statischen Wirkung der betreffenden Bauelemente und „konstruktive Rücksichten" treten in den Vordergrund. Das äußerliche Kennzeichen dafür ist, daß eine Einteilung und Unterscheidung der verschiedenen in einem bestimmten Falle möglichen Lösungen nach ihrer statischen Wirkungsweise, wie beim Binder (Balkenbinder, Bogenbinder mit oder ohne Zugband usw.), nicht mehr möglich ist, und an Stelle des statischen Aufbaues die verschiedene konstruktive Anordnung (5 Zylinder, 7 Zylinder) bei gleicher statischer Wirkung entscheidendes Merkmal der Typen wird.

An diesem Maßstab gemessen steht das Flugzeug zwischen den beiden möglichen Extremen. Ein Teil seiner Konstruktionsglieder (Flügel, Steuerflächen) sollen der Luft eine bestimmte Angriffsfläche bieten, um damit bestimmte aerodynamische Wirkungen zu erzielen. Bei diesen Teilen, ebenso wie z. B. bei der Rumpfwand, die die Kabine gegen die Außenluft abtrennen soll, hängt Anordnung und Formgebung nicht oder wenigstens nicht in erster Linie, von statischen Rücksichten ab. Andere Teile, Tragorgane, Verspannungen usw., sind dagegen lediglich zur Weiterleitung von Kräften notwendig. Eine Charakterisierung eines Flugzeugtypes nach seinem statischen Aufbau — freitragend oder verspannt — ist daher möglich. Der Statiker, der diese Anordnung wählt, bestimmt damit jedoch gleichzeitig die aerodynamischen Eigenschaften seiner Maschine.

Darüber hinaus hat für den Flugzeugbau die Statik jedoch noch eine besondere Bedeutung. Im Hoch- und Brückenbau muß leicht gebaut werden, um wirtschaftlich zu bauen; dagegen wird die Leistungsfähigkeit der Konstruktion im allgemeinen durch eine schwerere Bauweise erhöht. Der Zweck eines jeden Bauwerks des Brücken- wie des Hochbaues ist ja die Übertragung von Lasten, seien es nun Eisenbahnen oder Krane oder Schnee- und Windlasten. Diese Fähigkeit wird im allgemeinen durch schwerere, d. h. verstärkte Konstruktion erhöht (vorausgesetzt, daß die Verstärkungen richtig angebracht werden). Allerdings gibt es hiervon auch eine Ausnahme, sie ist jedoch heute noch ohne praktische Bedeutung; bei sehr weit gespannten Brücken gibt es nämlich eine Grenze, bei der die Nutzlast auf 0 herabsinkt, d. h. die Brücke gerade noch ihr Eigengewicht tragen kann. Hier kann eine Verstärkung der Brücke nicht zu einer Erhöhung der Tragkraft, sondern zum Einsturz führen. Praktisch ist diese Grenze bei den heute ausgeführten und projektierten Brücken noch bei weitem nicht erreicht, für die normalen Eisenbahn- und Straßenbrücken und normalen Hochbauten hat diese Überlegung überhaupt keinerlei praktische Bedeutung. Hier ist, um es noch einmal zu sagen, Gewichtsersparnis lediglich eine wirtschaftliche Forderung.

Ganz anders liegen die Verhältnisse im Flugzeugbau. Hier steigt nicht wie sonst die Nutzlast proportional oder gar in einer höheren Potenz mit dem Eigengewicht, sondern die Summe von Nutzlast plus Eigengewicht ist begrenzt durch eine dritte Größe: die Motorenstärke. Bestimmte Leistungen können nur bei einer bestimmten Gesamtlast erreicht werden. Je größer bei dieser Gesamtlast der Anteil des Eigengewichtes wird, desto geringer wird die Nutzlast. Die einzelnen Verhältniszahlen können durch aerodynamische Verbesserungen der Flugzeuge ein wenig günstiger gestaltet werden, die Grenzen sind jedoch sehr eng. Will man die vorgeschriebene Nutzlast beibehalten und erhöht das Eigengewicht, damit also das Gesamtgewicht, so sinkt die Steigfähigkeit des Flugzeuges rapide bis zum Nullpunkt. Nach einer aus den aerodynamischen Grundgesetzen abgeleiteten Formel (Brenner, Die Steigleistungen der Flugzeuge; Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt „Z. F. M." 1924, Seite 61) läßt sich die für ein Flugzeug erreichbare größte Höhe — Gipfelhöhe — errechnen aus der Gleichung:

$$\frac{\gamma_g}{\gamma_0} = \frac{2}{3}(1 - \eta_m) + \sqrt[3]{b}\,.$$

Dabei ist: γ_0 Luftdichte am Boden in kg/m³,

γ_g Luftdichte in der Gipfelhöhe, aus der die Gipfelhöhe selbst bestimmt werden kann,

η_m der mechanische Wirkungsgrad,

$$b = \frac{1}{75^2} \cdot \frac{2\,g}{\gamma_0}\,\eta_m^2\,\frac{1}{N_{e_0}^2} \cdot \frac{1}{F} \cdot \frac{1}{\eta^2 \left(\frac{Ca^3}{Cw^2}\right)_{max}}\,G^3$$

(unter Vernachlässigung höherer Potenzen kleiner Größen).

Hier ist die Erdbeschleunigung g, die Motorleistung am Boden N_{e_0}, der Inhalt der Flügelfläche F, der Schraubenwirkungsgrad η und der aerodynamische Beiwert $\left(\frac{Ca^3}{Cw^2}\right)_{max}$ allgemein oder durch die Konstruktion des Flugzeugs festgelegt.

Mit den Werten $\eta_m = 0{,}85$; $\eta = 0{,}65$; $\gamma_0 = 1{,}25$ kg/m³; $g = 9{,}81$ m/sec; $F = 18$ m²; $N_{e_0} = 100$ PS und $\left(\frac{c_a^3}{c_w^2}\right)_{max} = 70$ (als Beispiel), geht der obige Ausdruck $\frac{\gamma_g}{\gamma_0}$ über in:

$$\frac{\gamma_g}{\gamma_0} = 0{,}1 + \frac{G}{1000} \cdot 0{,}725,$$

wobei G das gesamte Flugzeuggewicht in kg bedeutet.

Damit ergeben sich folgende Werte (vgl. Abb. 1):

Fluggewicht G =	600	700	800	900	1000	1100	1200	1240
$\frac{\gamma_g}{\gamma_0}$ =	0,535	0,608	0,680	0,752	0,875	0,897	0,970	1,000
Gipfelhöhe h in km =	5,70	4,60	3,60	2,65	1,80	1,00	0,30	0

Dieses Ergebnis bedeutet, daß im Flugzeugbau leichte Dimensionierung Voraussetzung nicht nur für den wirtschaftlichen, sondern auch für den technischen Erfolg ist.

Die Folge dieser Tatsache ist, daß in einem gegenüber dem Eisenbau noch erhöhten Maße höchstgetriebene Sparsamkeit an Gewicht, ein Rechnen nicht nur mit Kilogrammen, sondern mit Bruchteilen eines Kilogramms notwendig ist; mit anderen Worten, das Flugzeug ist Leichtbau durch und durch, jeder Steuerhebel, jeder Beschlag, jeder einzelne Bolzen ist daraufhin nachzuprüfen, ob nicht durch andere Ausführung noch eine, wenn auch nur geringfügige Gewichtsersparnis zu erzielen ist. Andererseits ist natürlich unbedingte Baufestigkeit Voraussetzung für jede Verwendung des Flugzeugs im zivilen Luftverkehr, da jeder Unfall das Vertrauen des Publikums in höchstem Maße untergraben muß. In den meisten Ländern sind deshalb auch entsprechende Prüfstellen mit weitgehenden Vollmachten geschaffen. In Deutschland wird kein von deutschen Firmen erbautes Flugzeug zum Luftverkehr zugelassen, das nicht von der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt (D. V. L.), in Berlin-Adlershof für lufttüchtig erklärt worden ist, und als Unterlage für den Lufttüchtigkeitsschein ist die Einreichung einer eingehenden statischen Berechnung notwendig.

Abb. 1. Abhängigkeit der Gipfelhöhe vom Fluggewicht.

Abb. 2. Luftkräfte auf Flügelprofil.

Abb. 3. Belastungsschema (Flugzeug von vorn).

II. Der statische Aufbau des Flugzeugs.

Infolge seines Charakters als Leichtbau ist Inhalt der statischen Berechnung eines Flugzeuges grundsätzlich die Berechnung des ganzen Flugzeugs in allen Haupt- und Nebenteilen. Eine Übersicht über die anzustellenden Untersuchungen muß sich daher auf eine Analyse des statischen Aufbaus des Flugzeugs an sich gründen. Diese Analyse hat auszugehen von der aerodynamischen Wirkungsweise des Flugzeugs überhaupt. Diese ist kurz folgende:

Infolge Bewegung der nach einem bestimmten, gewölbten Profil gebildeten Tragfläche durch die Luft entsteht an der Tragfläche eine dem Staudruck $q = \frac{v^2}{2} \cdot \frac{\gamma}{g}$ (v = Geschwindigkeit, γ = die Luftdichte in kg/m³, g = Erdbeschleunigung) proportionale Kraft, deren senkrecht zum Luftstrom (Bewegungsrichtung) gerichtete Komponente („Auftrieb") der parallel zum Luftstrom gerichteten Komponente („Widerstand") an Größe mehrfach überlegen ist (vgl. Abb. 2). Diese Kraft wird beim normalen Flügel von der Außenhaut, die aus Stoff, Holz oder Metall bestehen kann, zunächst auf die quer im Flügel liegenden Rippen, von ihnen auf die längs liegenden Holme und von diesen nach den Angriffsstellen der Gegenkräfte übertragen. Diese Reaktionen sind:

1. Die Massenkräfte des Flugzeugs, herrührend aus den auf das Flugzeug wirkenden Beschleunigungen. Da hier nicht nur die Erdbeschleunigung, sondern auch Zentrifugalbeschleunigungen usw. in Betracht kommen, ist der Höchstwert dieser Massenkräfte nicht gleich dem Gewicht, sondern größer als das einfache Flugzeuggewicht.

2. Die Motorkräfte, Schraubenzug und Moment (Motordrehmoment und Propellerkreiselmoment).

Alle diese Kräfte werden in der Regel zunächst auf den Rumpf und von diesem auf die Flügel übertragen. Jede Hälfte des Tragwerks bildet also einen am Rumpf eingespannten freien Tragbalken, der nach dem in Abb. 3 angegebenen Schema beansprucht wird. Sind zwei Flügel vorhanden (Doppeldeckeranordnung), so können die Vorder- und Hinterholme eines jeden Flügels durch Stiele und Diagonalkabel zu einem Fachwerkträger mit den Holmen als Gurtungen verbunden werden. Der Vorteil dieser Anordnung ist eine Ersparnis an Gewicht, infolge der zur Verfügung stehenden größeren Trägerhöhe; der Nachteil ist Verschlechterung des aerodynamischen Gütegrades durch den schädlichen Widerstand der Verspannungsteile. Ganz ebenso stehen auch beim Eindecker aerodynamische und statische Forderungen einander gegenüber, da mit der Vergrößerung der Flügelspannweite im Verhältnis zur Flügeltiefe der Auftrieb vermehrt, der Widerstand vermindert wird, aber ebenso auch die Momente im Quadrat der Spannweite wachsen.

Ein solches aus Flügel, Motor und Rumpf (als Verbindungsstück) bestehendes System wäre jedoch allein noch nicht zu einem sicheren und lenkbaren Fluge imstande. Um einen Beharrungszustand wie z. B. einen gleichmäßig horizontalen Flug zu ermöglichen, muß nicht nur die Summe der vertikalen und der horizontalen Kräfte gleich Null sein, sondern es muß auch die Summe der Momente verschwinden. Dieser Momentausgleich wird erzielt durch die am Ende des Rumpfes angebrachten Leitwerke — Höhenleitwerk und Seitenleitwerk —, die in der Regel je aus zwei Teilen, der im Fluge feststehenden Flosse und dem beweglichen Ruder bestehen. Gleichzeitig ermöglichen diese (durch eine vom Führersitz aus zu bewirkende Verstellung des Ruders) eine an einem großen Hebelarm

wirkende Kraft und damit ein um eine horizontale oder vertikale Achse wirkendes Drehmoment zu erzeugen, und damit ein Steuern des Flugzeuges zu bewerkstelligen. Im Fluge besteht also folgende Kräftegleichung (vgl. Abb. 4): Luftkraft auf

1 = Rumpf
2 = Motoreinbau
3 = Höhenleitwerk
4 = Seitenleitwerk
5 = Sporn
6 = Fahrgestell

A_1 = Auftrieb auf Flügel
A_2 = Auftrieb bzw. Abtrieb auf Leitwerk
G = Gewicht
S = Schraubenzug

Abb. 4. Ausgleich der Längsmomente.

Flügel plus Luftkraft auf Leitwerk = Summe der Massenkräfte auf Rumpf, Motor usw. plus Motorkräfte.

Die auf Rumpf, Verspannungen usw. wirkenden Luftkräfte, die unter dem Begriff des schädlichen Widerstandes zusammengefaßt werden, sind für die statische Berechnung unwesentlich. — Diese Kräftegleichung gilt natürlich nur während des Fluges. Maßgebend in ihr sind der Größe nach die senkrechten Kräfte. Das ganze Flugzeug schwimmt sozusagen in der Luft.

Für die statische Untersuchung kommt daneben noch ein zweiter Kraftzustand in Betracht, nämlich der Augenblick der Landung. In ihm wirken die Massenkräfte des mit einer mehr oder minder großen Geschwindigkeit auf den Boden aufstoßenden Flugzeugs nach unten und werden ausgeglichen durch die an den Rädern und evtl. an dem Sporn angreifenden Gegendrücke auf den Boden.

Zusammenfassend läßt sich folgende Übersicht der für die statische Untersuchung maßgebenden Kräfte aufstellen:

Hauptteile des Flugzeugs	Beansprucht durch
1. Tragwerk (Flügel mit Verspannungen)	Luftkräfte im Flug, Massenkräfte abwärts beim Landen
2. Leitwerke	Luftkräfte
3. Fahr- bezw. Schwimmergestell .	Landungsstöße
4. Sporn	Landungsstöße
5. Motoreinbau	Motorkräfte und Massenkräfte (Motorgewicht) während des Fluges; durch Massenkräfte allein bei der Landung
6. Rumpf	Alle diese Kräfte
7. Einbauten wie Sitze, Behälter usw.	Massenkräfte bei Flug und Landung
8. Steuerung	Übertragung der Steuerkräfte auf Leitwerke und Querruder

III. Die Flugzeugberechnungen bis zum Ende des Krieges.

Die Aufgabe des Statikers im Anfang der Entwicklung war eine dreifache:

1. Bestimmung der äußeren Kräfte nach Lage, Richtung, Größe,
2. Bestimmung der dadurch entstehenden inneren Kräfte,
3. Festlegung der dafür zulässigen Grenze mit Rücksicht auf die verwandten Baustoffe.

Alle diese Aufgaben sind kurz vor dem Kriege in Angriff genommen und im wesentlichen während des Krieges im Prinzip gelöst worden. Die Hauptschwierigkeit bot der erste Punkt: Bestimmung der wirkenden äußeren Kräfte, und dabei war wieder die Hauptsache die Festlegung der Flügelkräfte.

a) Äußere Kräfte.

Um diese zu bestimmen, war notwendig, die Verteilung des Luftdrucks 1. über die Flügeltiefe, 2. über die Flügelspannweite, 3. auf Ober- und Unterflügel (bei Doppeldeckern), 4. die Richtung der Luftkraftresultierenden und 5. die Gesamtgröße der Luftkraft zu kennen. Die Grundlagen hierfür gaben die insbesondere in der aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen (unter der Leitung von Professor Prandtl) und anderen ähnlichen Instituten angestellten Messungen des Luftdrucks auf tragflügelähnliche Profile. Es zeigte sich, daß die Luftdruckverteilung sehr stark wechselt mit dem Winkel zwischen Flügelsehne und Bewegungsrichtung, dem sogenannten Anstellwinkel. Das Ergebnis der Versuche war, daß zum erstenmal in der zweiten Ausgabe der „Bau- und Liefervorschriften für Heeresflugzeuge (B. L. V.) von 1916“ vier verschiedene Lastfälle als maßgebend festgelegt werden konnten (nach dem Vorschlag von Dr.-Ing. Madelung und Dr. Heimann). In Abb. 5 ist die in jedem Fall zugrunde zu legende Druckverteilung über die Flügeltiefe, Lage und Richtung der Luftkraftresultierenden und der diesem Lastfall entsprechende Flugzustand angegeben. Lastfall A entspricht einem verhältnismäßig großen Anstellwinkel; Lastfall B meist einem kleinen positiven, Lastfall C einem kleinen negativen, Lastfall D einem größeren negativen Anstellwinkel.

Für die Verteilung über die Flügelspannweite wurde in den im Jahre 1917 von der Flugzeugmeisterei herausgegebenen Musterberechnungen eine trapezförmige Verteilung, ähnlich wie in Abb. 3, mit einem Abfall auf $^1/_3$ nach außen hin zugrunde gelegt; in der 3. Ausgabe der B. L. V. von 1918 wurde eine Abnahme auf die Hälfte an der Flügelspitze vorgesehen. Über die Verteilung der Luftkräfte auf die beiden Flügel eines Doppeldeckers konnten zum erstenmal ebenfalls in den B.L.V. 1918 genauere Vorschriften gegeben werden.

Über die Größe der gesamten wirkenden Luftkräfte ist bereits oben gesagt, daß sie größer sein müssen als das einfache Gewicht des Flugzeugs. Eine gewisse Klärung brachte hier eine Reihe bereits vor dem Krieg gemachter Versuche an einem Doppeldecker der Albatroswerke A.-G. Sie bestanden im wesentlichen darin, daß durch in die Haupttragkabel eingeschaltete Meßinstrumente die Auftriebskräfte gemessen, und die während des Fluges in Kurven usw. auftretenden Beanspruchungen mit denen des gleichmäßigen Horizontalflugs verglichen werden konnten. Das Ergebnis dieser Versuche war, daß im Höchstfall eine ungefähr dem doppelten Flugzeuggewicht entsprechende Last auf das Flugzeug wirkte. Diese von der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt in Berlin-Adlershof im Auftrag der Berliner Albatroswerke durchgeführten Versuche bildeten bis zum Schluß des Krieges die Grundlage der deutschen Flugzeugberechnung. Um eine brauchbare Berechnungsgrundlage zu gewinnen, mußte außerdem noch der verlangte Sicherheitsgrad festgelegt werden. Für die Art, wie dies geschah, wurde die historische Entwicklung der Flugzeugstatik während des Krieges als Ersatz für die ursprünglich vorgenommene experimentelle Prüfung der Flugzeugtypen durch Belastung bis zum Bruche bestimmend. Man legte

nicht den Sicherheitsgrad für sich und die auftretende Größe der Belastungen ebenfalls für sich getrennt fest, sondern bildete das Produkt beider Werte und kam so zu einem der Bruchlast analogen „Lastvielfachen". In der Annahme, daß die Flügel sich selbst tragen, wurde als Rechnungsgewicht die Differenz des Flugzeuggewichtes minus Flügelgewicht festgelegt und angegeben, das Wievielfache dieser Last für die Berechnung zugrunde zu legen war, so daß dann die damit errechneten Spannungen der Bruchspannung sich nähern durften. Die Lastvielfachen selbst wurden nach dem Flugzeugtyp und dem Lastfall abgestuft. In den B. L. V. 1918 sind folgende Werte festgesetzt:

Flugzeugtyp			Lastvielfache im			
Nr.	Vollgewicht kg	Nutzlast kg	A-Fall	B-Fall	C-Fall	D-Fall
I	5000	—	3,5	2,5	1,2	—
II	2500—5000	1000—2000	4,0	2,5	1,5	—
III	2500—4000	800—1500	4,5	3,0	1,75	2,5
IV	1200—2500	400—800	4,5	3,0	2,0	2,5
V	bis 1200	bis 400	5,0	3,5	2,0	3,0

Belastung des Leitwerks.

Belastungsgruppe	1	2	3	4	5
Mittlere Flächenbelastung .	120	120	150	180	200

Belastung des Querruders . 200 kg/m².

Belastung des Fahrgestells: Einseitige Last auf ein Rad von dem 3fachen Flugzeuggewicht nach oben, dem 2fachen nach hinten, dem 0,3fachen quer von außen nach innen.

Außerdem Lasten für Berechnung der Sitze, Behälter und Steuerorgane.

Alle diese Lasten sind zu einem sehr erheblichen Teile als Erfahrungswerte anzusehen. In sehr vielen Fällen wurden sie lediglich dadurch gewonnen, daß bewährte Konstruktionen nachgerechnet und die Kräfte, die sich daraus ergaben, für die Zukunft als maßgebend angesehen wurden.

b) Bestimmung der inneren Kräfte.

Die zweite Aufgabe, Bestimmung der inneren Kräfte, war demgegenüber verhältnismäßig einfach und konnte in den meisten Fällen mit Hilfe der durchgebildeten Methoden der Statik des Hoch- und Brückenbaus gelöst werden. Allerdings stellte sich eine sehr bedeutende Änderung als notwendig heraus. Während im Hoch- und Brückenbau in den meisten Fällen für die Berechnung der inneren Kräfte und Momente diejenige Gestalt des betreffenden Systems zugrunde gelegt werden kann, die vor der Belastung besteht, ist dies im Flugzeugbau nicht mehr in allen praktischen Fällen möglich,

Abb. 5a. A-Fall. Abfangen aus dem Gleitflug.

Abb. 5b. B-Fall. Gleitflug.

Abb. 5c. C-Fall. Sturzflug.

Abb. 5d. D-Fall. Rückenflug.

Abb. 5a—d. Lastfälle.

Die eingeschriebenen Lastordinaten geben das Verhältnis zur mittleren Flächenlast q. Der Maßstab ist zur Verdeutlichung in den einzelnen Abbildungen verschieden gewählt.

Der Gang der Berechnung ist dann folgender: Das Lastvielfache n, das Verhältnis des Luftdrucks auf Ober- und Unterflügel $= \mu = \frac{q_o}{q_u}$ ist aus den Bestimmungen, die Flächen des Oberflügels F_o und Unterflügels F_u wie die Gewichte sind aus der Konstruktion bekannt, dann ist:

$$q_o \cdot F_o + \frac{q_o}{\mu} F_u = n\,(G_{gesamt} - G_{Flügel}),$$

woraus dann q_u, q_o, daraus die Holmlasten usw. für jeden der vier Lastfälle zu bestimmen sind.

Außer den Vorschriften über die Beanspruchung des Flügeltragwerks sind in den B. L. V. von 1918 ferner festgelegt worden:

vielmehr müssen infolge der außerordentlich leichten Konstruktion die entstandenen Durchbiegungen und die dadurch bedingten Korrektionen des Kräfteverlaufs berücksichtigt werden. Der wichtigste Fall ist die Berechnung der Flügelholme eines verspannten Doppeldeckers. Diese erhalten außer ihren Biegungsbeanspruchungen (infolge der als gleichmäßig verteilt anzunehmenden äußeren Last „g") noch Druck- und Zugbeanspruchungen „S" infolge ihrer Funktion als Gurt eines Fachwerkträgers. Entsteht also infolge der Querbelastung eine Durchbiegung, so entsteht damit ein weiteres Moment gleich der Druckkraft mal Durchbiegung und dadurch eine vermehrte Durchbiegung, deren weiterer Einfluß, wie sich zeigte, genau befolgt werden muß. Den Weg dazu wiesen die von Müller-Breslau bei der Berechnung der Nebenspannungen von Fachwerkträgern (Graphische Statik II_2, Seite 289 der 1. Auflage) gegebenen Formeln, die von Müller-

Breslau selbst, der in und nach dem Kriege der Flugzeugstatik seine besondere Aufmerksamkeit zuwandte, mehrfach — in den Technischen Berichten der Flugzeugmeisterei sowie in der Z.F.M. — ergänzt wurden, und die aus der Differentialgleichung der elastischen Linie das resultierende M_{max} ableiten. Die dazu notwendigen Stützenmomente selbst — falls der Holm über mehrere Stiele durchläuft — ergeben sich dabei mit Hilfe derselben bzw. ergänzender Betrachtungen aus der sogenannten verallgemeinerten Clapeyronschen Gleichung:

$$M_{m-1}\psi''_m + M_m(\psi'_m + \psi'_{m+1}) + M_{m+1}\psi''_{m+1} = \Delta\vartheta_m - g\psi'''_m s^2_m - g\psi'''_{m+1} s^2_{m+1},$$

wobei:

$$\psi' = \frac{v'}{S s}, \quad \text{wobei} \quad v' = 1 - \alpha \operatorname{ctg}\alpha \quad \text{und} \quad \alpha = \frac{s}{k}$$

$$\psi'' = \frac{v''}{S s}, \quad \text{wobei} \quad v'' = \frac{\alpha}{\sin\alpha} - 1 \quad \text{und} \quad k = \sqrt{\frac{EJ}{S}}$$

$$\psi''' = \frac{v'''}{S s}, \quad \text{wobei} \quad v''' = \frac{1-\cos\alpha}{\alpha\sin\alpha} - \frac{1}{2}$$

$\Delta\vartheta$ = die Änderung des ursprünglich rechten Winkels infolge Formänderung der Fachwerkstäbe,

s = Stablänge.

Weitere eingehendere Untersuchungen erstrecken sich dann noch auf die Bestimmung der Knicksicherheit usw. Näheres hierüber ist in der neuesten Auflage der Graphischen Statik Band II_2 veröffentlicht worden.

Die Folge dieses Einflusses der Formänderung ist, daß die inneren Spannungen nicht mehr proportional den äußeren Lasten wachsen, sondern stärker als diese, und zwar unter Umständen wesentlich stärker; damit findet auch die Beibehaltung der Methode, die statischen Berechnungen für einen in der Nähe der Bruchgrenze liegenden Zustand durchzuführen, eine logische Begründung, wenngleich selbstverständlich diese Anwendung der statischen Gesetze auf einen Zustand, in dem sie an sich nicht mehr gelten — z. B. die Dehnungen, da über der Streckgrenze, nicht mehr proportional den inneren Spannungen sind —, immer eine gewisse Schwierigkeit bietet.

c) Bestimmung der Materialeigenschaften.

Für die Festsetzung der zulässigen Spannungsgrenze mußten ebenfalls erst zuverlässige Unterlagen geschaffen werden. Die wichtigsten Untersuchungen, die hier nur kurz gestreift werden können, bezogen sich auf die Festigkeit des Bespannungsstoffes — wobei besonders von Prof. Pröll sehr eingehende Versuche ausgeführt worden sind —, auf die Festigkeitseigenschaften des verwandten Holzes sowie der Leichtmetalle. Von besonderer Wichtigkeit sind hier die Untersuchungen über das Leichtmetall Duraluminium. Seine wichtigsten Eigenschaften sind folgende: Spezifisches Gewicht 2,8, Zugfestigkeit 4000 kg/cm², Elastizitätsmodul zwischen 600—700 000 kg/cm², Elastizitätsgrenze 2800—3200 kg/cm². Beim Holz bildete die sehr ungleichmäßige Festigkeit eine ziemliche Schwierigkeit, und so erklärt es sich auch, daß die B. L. V. wohl als einzige der Bausicherheitsvorschriften keine Festsetzung der zulässigen Spannung enthalten, ein Aufbauen des Festigkeitsnachweises auf allgemein bekannte Durchschnittswerte sogar ausdrücklich verbieten und in jedem Fall auf Prüfung des Materials durch den Versuch verweisen.

IV. Die Entwicklung der Flugzeugstatik nach dem Krieg.

a) Untersuchung der äußeren Kräfte.

Die in den vorhergehenden Abschnitten gegebene Übersicht über die Grundlinien der Flugzeugstatik entspricht, soweit sie über die allgemeine Diskussion der möglichen Kräftezustände hinausgeht und genauere, detaillierte Angaben über Größe und Verteilung der auftretenden Kraftwirkung enthält, im allgemeinen dem Stand der Forschung so, wie er am Ende des Krieges erreicht war und in den Bau- und Lieferungsvorschriften 1918 formuliert worden ist. Durch die plötzliche Beendigung des Krieges haben diese Vorschriften eine Bedeutung erhalten, die ihnen an sich ihrem ganzen Wesen nach nicht eigentlich zukam. Ihrer Entstehung und ihrer Absicht nach sind sie durchaus kein durchgearbeitetes, grundlegendes und ausgereiftes Ergebnis wissenschaftlicher Forschung, sondern eine durch militärische Notwendigkeiten diktierte Fixierung eines augenklicklichen, vorübergehenden, durchaus nicht als endgültig aufzufassenden Entwicklungsstandes. Sie sind weder vollständig, noch in sich vollkommen einheitlich, und vor allem sind sie lediglich auf den Krieg, mit anderen Worten auf die Erbauung von Militärflugzeugen zugeschnitten. Daß sie trotzdem für die ganze statische Flugzeugberechnung bis heute maßgebend geblieben sind, verdanken sie der Tatsache, daß sie in Deutschland infolge der politischen Verhältnisse (vollkommenes Bauverbot für Flugzeuge bis 5. Mai 1922, von da ab Verbot des militärischen und Beschränkung des zivilen Flugzeugbaues) die bis heute letzte amtliche Formulierung der wichtigsten Bausicherheitsvorschriften geblieben sind. Andererseits sind aber auch inzwischen in vielen Punkten die damaligen Ansichten wesentlich vertieft worden. Man kann daher den gegenwärtigen Zustand wohl am besten so bezeichnen, daß die damaligen Vorschriften nicht mehr vollkommen dem heutigen Stande entsprechen, daß sie jedoch andererseits auch noch nicht durch eine ganz neue Grundlage ersetzt werden können. Die augenblicklichen Arbeiten bewegen sich dabei in drei Richtungen mit den Zielen: 1. eines Weiterbaus (Ergänzung der noch bestehenden Lücken) 2. eines Umbaus (Änderung der bestehenden Vorschriften) und 3. in gewissem Sinne eines Abbaus.

Da hierbei alle Probleme noch im Fluß sind, ist hier nicht der Platz, sie erschöpfend zu behandeln, es soll vielmehr nur an einzelnen Beispielen erläutert werden, worum es sich handelt.

Ergänzung der bestehenden Lücken. In den B.L.V. sind eine ganze Reihe von Angaben, die zur vollständigen Berechnung eines Flugzeugs notwendig sind, nicht enthalten. Es fehlen z. B. Vorschriften über eine etwaige ungleichmäßige Verteilung des Luftdrucks auf das Leitwerk, analog der ungleichmäßigen Lastverteilung über die Flügeltiefe. Es fehlen in den den B. L. V. entsprechenden Vorschriften der Marine Angaben über die Belastung der Schwimmergestelle bei Seeflugzeugen; es fehlen in beiden, den B. L. V. sowohl wie in den Marinebestimmungen, Vorschläge über die Berechnung des Motoreinbaus. — Ein Teil dieser Fragen ist in den folgenden Jahren bereits behandelt worden; über die Leitwerksbelastung finden sich eingehende Erörterungen in dem 36. Bericht der deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt (der von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Hoff, Direktor der D. V. L., im Frühjahr 1921 als technischer Bericht für das National Advisory Committee for Aeronautics in Washington angefertigt wurde und eine erschöpfende entwicklungsgeschichtliche Zusammenstellung der ganzen Festigkeitsfrage darstellt). Über Berechnung von Schwimmergestellen hat Dr.-Ing. Lewe in der Z. F. M. 1924 Vorschläge unterbreitet, die allerdings ebenfalls noch auf Kriegserfahrungen zurückgehen. Über anderes, z. B. Belastung des Motoreinbaus, Verteilung der Luftdruckwirkungen auf Flügelober- und -unterseite (Saug- und Druckwirkung), Bodendruck bei Flugbooten usw., sind bis zu diesem Zeitpunkt noch keine neueren Untersuchungen veröffentlicht worden.

Eine Änderung einzelner Bestimmungen der B.L.V. ergab sich durch die notwendige Rücksichtnahme auf die neuen Verwendungszwecke und neuartige Konstruktionen. So ist z. B. für die Berechnung des Rumpfes in den B. L. V. verlangt worden, daß die auf Höhen- und Seitenleitwerk wirkenden Kräfte, die ja durch den Rumpf nach vorn übertragen werden müssen, beide gleichzeitig in voller Höhe einzusetzen sind. Das ist eine Belastung, die, um dem oben erwähnten Bericht von Prof. Hoff zu folgen, für Jagdflugzeuge angesichts der außerordentlich heftigen Bewegungen im Luftkampf berechtigt ist

für Verkehrsflugzeuge dagegen übertrieben erscheint. Ähnliches gilt von anderen Teilen, vor allen Dingen auch von solchen, die sich auf Erfahrungen an ganz bestimmten speziellen Konstruktionen aufbauen. Die während des Krieges gebauten Fahrgestelle z. B., an denen alle Erfahrungen über Fahrgestellbeanspruchungen gesammelt wurden, waren zur Dämpfung der Landungsstöße mit einer Gummiabfederung versehen. Wird an Stelle dieser Gummifederung eine etwa nach englischen Beispielen ausgeführte Öldämpfung eingebaut, so wird der Federweg des Rades erheblich länger, die Arbeitsaufnahme des Fahrgestells und damit die Dämpfung erheblich größer, und es erscheint möglich, die damals gewonnenen Lastannahmen herabzusetzen.

Allen diesen Änderungen sind zwei Züge gemeinsam, sie beziehen sich im großen und ganzen doch nur auf Einzelteile des Flugzeugs, und sie laufen praktisch alle darauf hinaus, die bisherigen Vorschriften in irgendeiner Weise zu ergänzen und zu erweitern. Ihnen gegenüber steht noch eine andere Tendenz, die sozusagen — cum grano salis — das Gegenteil bezweckt, nämlich einen gewissen Abbau der Bestimmungen, und deren Ziel sich dahin definieren läßt, nicht mehr die damals aufgestellten Schemata für die Lastvielfachen sowohl wie für die Lastfälle zugrunde zu legen, sondern gerade für die Hauptkräfte auf Flügel und Leitwerk je nach dem in Betracht kommenden Typ aus den aerodynamischen Eigenschaften des betreffenden Flugzeugs die Grundlagen für die statische Berechnung abzuleiten. Nach einem wichtigen Aufsatz von Dr. Rohrbach in der Z. F. M. von 1922, Seite 1, ergibt sich z. B. aus der Untersuchung des Kurvenfluges und der dabei auftretenden Beschleunigung die Forderung, das Lastvielfache des A-Falles gleich dem Wert

$$2{,}5\sqrt[3]{\frac{\frac{c_a^3}{c_w^2}\,358\,\eta^2}{\left(\frac{G}{N}\right)^2\left(\frac{G}{F}\right)}}$$

anzunehmen, also abhängig von den aerodynamischen Eigenschaften des verwandten Profils, dem Schraubenwirkungsgrad. der durch die Motorenstärke bedingten „Leistungsbelastung“ $\frac{G}{N}$ und der „Flächenbelastung“ $\frac{G}{F}$ — einen Wert, der sich auch durch $2{,}5\sqrt{1+\frac{v^4}{g^2 r^2}}$ oder durch $2{,}5\,\frac{\gamma_0}{\gamma}$ ausdrücken läßt, womit also die Geschwindigkeit v, der Kurvenradius r oder die Gipfelhöhe des Flugzeugs in die statische Berechnung eingehen. Eine ähnliche Forderung hinsichtlich der verschiedenen Fälle der Luftdrückverteilung stellt Dr.-Ing. Lachmann, wenn er in seinem kürzlich herausgekommenen Werk über Leichtflugzeuge empfiehlt, in jedem Falle an Stelle der vier Lastfälle die Modellmessungen des betreffenden Profils zur Bestimmung der Luftkräfte für die verschiedenen Anstellwinkel heranzuziehen. Ebenso ist es möglich, die Beanspruchung des Leitwerks aus der Stabilitätsberechnung des betreffenden Flugzeugs herzuleiten; an Hand der Profilmessungen kann die Wanderung der Luftkraftresultierenden bei Änderungen des Anstellwinkels und das dadurch in bezug auf den Schwerpunkt entstehende Flügelmoment (Moment der Luftkräfte auf die Flügel) bestimmt werden. Dieses Moment muß ausgeglichen sein durch das Moment des Leitwerks (= Leitwerkskraft mal Hebelarm in bezug auf den Schwerpunkt), woraus die Leitwerkskraft zu errechnen ist. Daß diese Untersuchungen unter Umständen sehr notwendig werden können, zeigt die Tatsache, daß für Jagdflugzeuge im Ausland heute an Stelle der 5fachen Lastvielfachen der B. L. V. von 1918 entsprechend der gestiegenen Leistungsfähigkeit bis zu dem 3fachen des obigen Wertes verlangt wird, und daß nach Angabe Dr. Rohrbachs in dem oben erwähnten Artikel bei der Konstruktion ausgeführter Großflugzeuge die Leitwerke ungefähr doppelt so hohe Beanspruchungen auf Grund der aerodynamischen Berechnung erhielten, als nach den Kriegsbauvorschriften notwendig gewesen wäre.

b) Innerer Kräfteverlauf.

Außer diesen Arbeiten zur genaueren Bestimmung der äußeren Kräfte ist in den Jahren seit dem Kriege noch eine Reihe anderer — allerdings auch schon vor und im Kriege begonnener — Untersuchungen in den Mittelpunkt des Interesses getreten, Untersuchungen, die wohl zum erstenmal in der Geschichte der Flugzeugstatik ein von der allgemeinen Baustatik noch nicht gelöstes Problem angeschnitten haben, und die verursacht worden sind durch die — übrigens teilweise vom Luftschiffbau übernommene — moderne Metallbauweise und die dadurch bedingten Änderungen im statischen Aufbau gerade der wichtigsten Tragteile.

Auch bei dem alten normalen Aufbau der Flügel (Kraftübertragung von der Außenhaut durch die Rippen auf die Holme und durch diese nach dem Rumpf) erzeugen die Hauptkräfte Beanspruchungen nicht nur in den Holmen, sondern bei ungleichmäßiger Beanspruchung, genauer ungleichmäßiger Durchbiegung der Holme (also Beanspruchung des Holmsystems außer durch eine symmetrisch zu den Holmen liegende Kraft noch durch ein entgegengesetzt gleiche Holmlasten erzeugendes, den Gesamtflügel auf Verdrehung beanspruchendes Moment) müssen die biegungsfest mit den Holmen verbundenen Rippen ebenfalls durchgebogen werden — vgl. Abb. 6 — und üben damit rückwärts eine gewisse entlastende Wirkung auf die Holme aus. Genauere Untersuchungen hierüber sind in der Z. F. M. 1924 von Dipl.-Ing. Thalau veröffentlicht worden. Wird dieser Gedanke (Kraftübertragung nicht durch den Holm allein, sondern durch alle Flügelteile) zu Ende gedacht, so ergibt sich eine von der bisher behandelten stark abweichende Konstruktion, nämlich der Flügel mit volltragender Außenhaut. Damit berühren wir den für den Außenstehenden deutlichsten Fall einer Eigentümlichkeit des Metallflugzeugbaus, die tatsächlich allerdings durchaus nicht nur bei der Flügelkonstruktion, sondern bei fast jeder Metallkonstruktion im Flugzeug- und Luftschiffbau auftritt, und zwar (um einer Formulierung von Junkers und Dornier zu folgen) die Übertragung verhältnismäßig kleiner Kräfte auf verhältnismäßig langen Wegen, vermittels **dünnwandiger,** jedoch nicht nur auf Zug, sondern auch auf Druck, Biegung oder Verdrehung beanspruchter Konstruktionsteile, womit einige Fragen sich erheben, die in der allgemeinen Baustatik — abgesehen vom Schiffbau — nur eine nebensächliche Rolle spielen. Bei derartigen Konstruktionsteilen gelten z. B. für die Knickfestigkeit nicht mehr die Eulerschen oder Tetmayerschen Regeln, sondern die Grenze der Festigkeit wird durch das Entstehen lokaler Ausbiegungen bestimmt. Bei Rohren tritt nach Junkers dieser Fall ein, wenn der Quotient $D : \delta$ (Rohrdurchmesser durch Wandstärke) den Wert 100 bis 150 überschreitet. Nach einem von Dornier im Mai 1911 ausgeführten Versuch wurde bei einem Winkel $20 \times 20 \times 1$ (alle Maße in Millimeter) aus Aluminium durch Umbördelung der Schenkel trotz der dadurch entstehenden Verminderung des Trägheitsmomentes die Tragkraft um 42 vH erhöht, da durch diese Bördelung die vorher auftretenden Wellungen der Flanschen verhindert wurden. (Vgl. dazu den Vortrag von Dr.-Ing. Dornier auf der 7. ordentlichen Mitgliederversammlung der Wissenschaftlichen Gesellschaft für Luftfahrt: „Über Metallwasserflugzeuge“, und den Vortrag von Prof. Hugo Junkers auf der Jahresversammlung der W. G. L. 1919: „Eigene Arbeiten auf dem Gebiete des Metallflugzeugbaus“.)

Abb. 6. Holmdurchbiegung infolge Torsionsmoment (z. B. im C-Fall).

V. Flugzeugstatik und allgemeine Baustatik.

Wenn nunmehr auf Grund der vorstehenden Erörterungen zum Schluß die Frage aufgeworfen wird, ob und in welchem Maße in nächster Zeit ein Einfluß der Flugzeugstatik auf die

allgemeine Baustatik zu erwarten ist, so kann die Antwort nur lauten, daß Fragen, die eine solche gemeinschaftliche Arbeit verlangen und rechtfertigen würden, sehr wohl vorhanden sind. Außer dem oben erwähnten Problem genauer theoretischer Untersuchung dünner Platten und dünnwandiger Hohlkörper bei verschiedenartigen Beanspruchungen seien noch folgende erwähnt:

- das große Gebiet, der im Flugzeugbau sehr wichtigen, oft sehr unangenehmen, aber leider noch sehr wenig untersuchten Schwingungserscheinungen;
- die Beanspruchungen des Materials infolge stoßweiser Belastung;
- die Übertragung der Gesetze über Schubfestigkeit, die durch Versuche an weichem Stahl und ähnlichem Material geprüft worden sind, auf andere Materialien;
- die Veränderung der Materialeigenschaften durch Schweißen;
- die genauere Untersuchung der Luftdruckwirkungen, insbesondere der im Bauwesen bisher wenig beachteten Saugwirkungen usw.

Zwei sehr schwerwiegende Tatsachen sind jedoch geeignet, eine intensive Zusammenarbeit noch für längere Zeit zu hindern. Erstens sind die meisten Flugzeugfirmen nicht ohne weiteres geneigt, Erfahrungen und Untersuchungen, die sie selbst gewonnen haben, ohne Einschränkungen der Öffentlichkeit preiszugeben. Im Ausland ist eine Veröffentlichung einschlägiger Untersuchungen noch weniger üblich als bei uns, da dort der Flugzeugbau im wesentlichen auf militärische Zwecke eingestellt ist und infolgedessen das Interesse der Landesverteidigung in vielen Fällen Geheimhaltung erfordert. Zweitens ist heute und auch noch für die nächste Zeit die Flugzeugindustrie an sich verhältnismäßig wenig ausgedehnt im Vergleich zum Bauwesen, die Flugzeugstatik selbst noch verhältnismäßig sehr jung, kaum ein Jahrzehnt alt, dazu ein Gebiet, das ursprünglich den Pionieren des Flugzeugbaus ferner lag; infolgedessen ist auch heute noch die Zahl derer, die auf Grund ihrer Tätigkeit und Stellung beiden Gebieten ihr Interesse zuzuwenden geneigt sind, gering im Vergleich zur Zahl derer, die praktisch oder wissenschaftlich in der allgemeinen Baustatik tätig sind.

Dem reinen Wissenschaftler, der nur auf die Bedürfnisse der Wissenschaft an sich sieht, werden diese Gründe vielleicht nicht ganz stichhaltig erscheinen, wer jedoch bedenkt, daß auch eine Wissenschaft nicht nur aus sich selbst wächst, sondern aus der Arbeit ihrer Anhänger, wird ihre Bedeutung nicht verkennen. Das heißt aber, daß die künftige Entwicklung der Flugzeugstatik zum mindesten in Deutschland von nichttechnischen, sondern politischen Momenten abhängig ist. Eine Antwort auf die obige Frage ist daher vom Standpunkt des Ingenieurs aus heute noch unmöglich; sie wird sich mit einiger Sicherheit erst dann geben lassen, wenn die politischen Verhältnisse, unter denen die deutsche Flugzeugindustrie arbeiten muß, zu einer Klärung gekommen sind.

NEUERE EISENWASSERBAUTEN AUF DEM GEBIETE DES WEHRBAUS.

Von Oberingenieur Becher, Gustavsburg.

(Schluß von Seite 728.)

Walzenwehre. Dieses Wehrsystem hat seit zwei Jahrzehnten eine derartige Verbreitung gefunden, daß die grundsätzliche Anordnung als bekannt vorausgesetzt werden darf. Der Verschlußkörper besteht im Prinzip aus einer auf schrägen Führungen auf- und abrollenden Eisenblechwalze. Selbst bei sehr großer Lichtweite der Wehröffnung ist die Torsionsfestigkeit dieses Blechzylinders so groß, daß ohne weiteres einseitiger Antrieb angeordnet werden kann, und hierin liegt einer der großen Vorteile des Systems.

Abb. 8. Walzenwehre. Verschiedene Querschnittformen.

Die Querschnittausbildung für den Verschlußkörper ist sehr verschiedenartig und abhängig von dem Verhältnis zwischen lichter Weite der Wehröffnung und Verschlußkörperhöhe, von der Hubhöhe, von der Geschiebeführung, von Eisgängen, kurz, vom Flußcharakter.

Abb. 8 h. Walzenwehr mit normalem Querschnitt.

Abb. 8 i. Walzenwehr mit sogenanntem aufgelösten Querschnitt.

Bei sehr großer Lichtweite und im Verhältnis hierzu geringer Verschlußkörperhöhe braucht man zur Aufnahme der Biegungsmomente einen Durchmesser des Tragzylinders, der gleich oder ungefähr gleich der Verschlußkörperhöhe ist. In einem solchen Fall wird die Walze die in Abb. 8 a dargestellte Querschnittform haben. Ist die Höhe größer im Verhältnis zur Lichtweite, so wendet man einen Zylinderdurchmesser an, der wesentlich kleiner ist als die Stauhöhe, und setzt an diesen Zylinder einen auf die ganze Länge durchlaufenden Schnabel an, welcher die Ergänzung auf die Stauhöhe gibt, etwa nach Abb. 8 b. Ist die Stauhöhe noch größer im Verhältnis zur Lichtweite, so kann die Anordnung gemäß Abb. 8 c in Anwendung kommen, also außer dem unteren Schnabel noch ein oberer Aufsatz auf den Zylinder, an welchen sich eine zumeist in Holz ausgeführte Überfallwand nach Unterwasser zu anschließt, zum Schutze des Verschlußkörpers gegen überströmendes Wasser, Eis usw. — Ist schließlich die Verschlußkörperhöhe sehr groß im Verhältnis zur Lichtweite, so kommt der sogenannte aufgelöste Walzenquerschnitt in Anwendung, gemäß Abb. 8d. Ein Stauschild stützt sich gegen den eigentlichen Tragzylinder, und der Tragzylinder wird nur gerade so groß gemacht, als den von ihm aufzunehmenden Kräften entspricht. Man kommt hierbei zu einem geringeren Materialaufwand als mit großem, dünnwandigem Blechzylinder und oberen und unteren Ansätzen, wie bei 8 c.

Abb. 9. Notverschluß vor Walzenwehren.

Schiffsdurchlaß: 1 Walze L. W. = 4 m, H = 4,24 m
Flutöffnungen: 2 Walzen je L. W. = 30,61 m, H = 3,44 m

Abb. 10. Wehranlage im Main bei Mainkur.

Die Größe des Rollkreisdurchmessers bei diesem aufgelösten Querschnitt ist abhängig von der Hubhöhe, den Bewegungsbahnen des Schildes und dergleichen. Sie kann jedenfalls beliebig, d. h. unabhängig vom Durchmesser des Zylinders selbst gewählt werden.

Ein seltenerer, jedoch für gewisse Verhältnisse sehr vorteilhafter Anwendungsfall ist in Abb. 8 e gezeigt. Der Tragkörper hat Dreiecksquerschnitt und wird gebildet durch 3 volle Blechwände, die entweder nur auf Oberwasserseite oder rundum mit Holz verkleidet sind. Der kreisrunde Rollkranz an den Enden hat einen den Anforderungen entsprechenden Durchmesser. Dieser Querschnitt wurde in einem stark geschiebeführenden Flusse angewendet. Die Erfahrung hatte nämlich gezeigt, daß Eisen durch das grobe Geschiebe wesentlich schneller zerstört wird als Holz. Die Dreiecksform wurde aus konstruktiven Gründen gewählt, um nämlich die Holzverkleidung rund um den Verschlußkörper leichter und zuverlässiger anbringen zu können. Die Abb. 8 f zeigt einen Querschnitt, bei dem der Tragkörper durch ein räumliches Fachwerk gebildet ist, gegen welches sich die eigentliche Stauwand lehnt. Zum Schutz der Tragkonstruktion ist eine obere Überfallwand angebracht. — Schließlich ist in Abb. 8 g noch eine teilweise versenkbare Walze gezeigt, die später noch ausführlich behandelt wird.

Bei allen diesen Walzentypen ist gemeinsam, daß die Stauwand selbst, sei sie nun durch den Zylinder allein oder teilweise durch diesen und teilweise durch einen Schnabel gebildet, so geformt ist, daß beim Anheben (Hochwälzen) des Verschlusses sich der Verschlußkörper von etwaigen auf der Wehrschwelle angesammelten Ablagerungen, Geschiebe und dergleichen, abhebt, diese Ablagerungen also nicht zu verdrängen braucht, so daß eine Behinderung der Bewegung auf keinen Fall eintritt. Der Auflagerpunkt der Walze in den beiden seitlichen Nischen auf den Zahnstangen ist der Höhe nach so gelegt, daß die Kraft zum Anheben des Verschlußkörpers geringer ist, als die bei der weiteren Aufwärtsbewegung eintretenden Kräfte. Damit ist gewährleistet, daß das für die größte Kraft dimensionierte Hubwerk beim Anheben der Walze aus der Schließlage einen gewissen Kraftüberschuß ausüben und damit unvorhergesehene Widerstände (Vereisung, Einklemmen von Fremdkörpern in die Seitendichtungen und dergleichen) überwinden kann.

Am meisten zu bevorzugen ist natürlich diejenige Querschnittsform der Walze, bei welcher das überströmende und Eis oder Schwemmsel mitführende Wasser den geeignetsten Überfallrücken findet. Daraus geht ohne weiteres hervor, daß es empfehlenswert ist, den Scheitel des Tragzylinders in Höhe des normalen Stauspiegels zu legen, und daß die Verschlüsse mit oberen Aufsätzen auf den Tragzylinder und mit Überfallwänden weniger empfehlenswert sind.

Die Abb. 8 h zeigt die Anordnung einer normalen Walzenwehranlage und 8 i die einer Anlage mit aufgelöstem Querschnitt des Verschlußkörpers.

Bei fast allen bis jetzt ausgeführten und in Ausführung befindlichen Walzenwehranlagen (117 Anlagen mit über 200 Einzelwalzen) sind keinerlei Notverschlüsse angeordnet, nur etwa bei drei Wehren ist mit den einfachsten Mitteln für einen oberwasserseitigen Notverschluß gesorgt. Dieser Notverschluß dient jedoch seiner grundsätzlichen Anordnung nach nicht für Ausbesserungen oder Instandhaltung der Walze, sondern für Besichtigung und Ausbesserung an der festen Wehrschwelle. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß der Walzenverschlußkörper selbst derartig robust und seine Bewegungseinrichtung so betriebssicher ist, daß mit Rücksicht hierauf eine Notabdämmung nicht angeordnet zu werden braucht; im Gegenteil wird der Verschlußkörper selbst als Hilfsmittel für die Notabdämmung benutzt, und zwar in einfachster Weise derart, daß man an die Walze Nadeln lehnt (die Walze dient also als obere Nadellehne) und in der Schwelle einen Absatz vorsieht, gegen welchen sich die unteren Nadelenden stützen. Durch geringes Anheben der Walze von der Wehrschwelle wird genügend Strömung für ein sachgemäßes Einsetzen der Nadeln geschaffen, und nach Einsetzen der ganzen Nadelwand wird die Walze soviel weiter gehoben, daß die Wehrschwelle vollständig zugänglich ist. Es ist deshalb zweckmäßig, mittels Konsolen eine drehbare obere Nadellehne (Rohre, die sich am Zapfen der Konsolen drehen) an die Walze anzulehnen (Abb. 9).

Die außerordentlich gute Bewährung der Walzenwehre im Winter in Wasserläufen mit starker Eisbildung ist der Hauptgrund für die große Beliebtheit und zunehmende Verbreitung dieser Wehrart in den nordischen Ländern, Schweden, Norwegen, Finnland. Bei den dortigen Anlagen, die während sehr lange anhaltender Frostperioden zu arbeiten haben, genügt es vollkommen, wenn die seitlichen Dichtungen vor Vereisung geschützt werden, und dies geschieht auf höchst einfache Weise, indem die Pfeilerflächen, gegen welche sich die Eichenholzbalken der Seitendichtungen anlegen, angewärmt werden. Von einer Reihe von Anwärmungsmethoden hat sich die elektrische Heizung am besten bewährt und ist bei den nordischen Anlagen allgemein eingeführt.

1 Walze L. W = 35 m, H = 2 m.

Abb. 11. Überfallwehr im Main bei Schweinfurt.

Die größte bisher ausgeführte Lichtweite weist die Anlage im Glommen bei Raanaasfoss (Norwegen) in der Nähe von Kristiania auf, und zwar mit 45 m Lichtweite bei 6,5 m Höhe des Verschlußkörpers. Die größte Höhe findet sich auch bei nordischen Anlagen, und zwar mit 8,75 m Verschlußkörperhöhe bei 3 Walzen von je 20 m Lichtweite im Numedalslaagen der Mörkfos-Solbergfos-Anlage in Norwegen. Bei den deutschen Anlagen ist die größte Lichtweite 40 m, und zwar bei sämtlichen Schiffsdurchlaßwalzen der Main-Staustufen Mainaschaff, Klein-Ostheim, Groß-Welzheim, Krotzenburg, Mainkur und Kesselstadt, also bei den 6 Staustufen zwischen Frankfurt und Aschaffenburg. Bei 4 dieser Staustufen wird die Wasserkraft ausgenutzt, und hier sind auch die Flutöffnungen einer jeden Anlage mit Walzen verschlossen, während bei den zwei anderen Anlagen, wo eine Wasserkraftausnutzung nicht stattfindet, also die Wasserverluste keine Rolle spielen, Nadelwehre in die Flutöffnungen eingebaut sind.

In den Abbildungen 10, 11, 12, 13, 14, 15 und 16 sind einige Walzenwehranlagen gezeigt; die Abmessungen derselben sind jeweils unter den Bildern angegeben.

In vielen Fällen besteht Bedürfnis nach Wehrverschlüssen, die eine Feinregelung, Schwemmsel- und Eisabführung bei geringstem Wasserverbrauch und bei geringster Beanspruchung der Massivwehrunterbauten gestatten. Zur Erfüllung dieser Bedingung wurden entweder Doppelschützen nach den bis dahin bekannten oder nach der der M. A. N. patentierten Bauart angewendet, oder aber es wurden außer Walzenwehrverschlüssen bei derselben Anlage noch Doppelschützen verwendet, um die vorgenannten Bedingungen wenigstens mit Teillängen des gesamten Wehres erfüllen zu können. Schon seit Jahren suchte man nach einer Lösung, um mittels eines einzigen Verschlußkörpers nicht nur die an eine Wehranlage normalerweise zu stellenden Bedingungen zu erfüllen, sondern auch die vorerwähnten Sonderbedingungen, wie sie bei den meisten modernen Kraftanlagen gestellt werden müssen, also: Feinregelung, Schwemmsel- und Eisabführung bei geringstem Wasserverlust, d. h. bei geringster Beeinträchtigung des Kraftwerkes. Der Gedanke der Versenkwalze lag nahe. Schon im Jahre 1914 hat die M. A. N. in der Elbe bei Kolin eine der ganzen Höhe nach in die feste Wehrschwelle absenkbare Walze ausgeführt, die außerdem auch vollständig über Hochwasser hebbar ist. Diese Walze ist während des Krieges eingebaut worden, jedoch ist sie noch nicht ausprobiert, weil die Arbeiten am Kraftwerk noch nicht zu Ende geführt sind.

Inzwischen ist es gelungen, die Versenkwalzen durch eine wirksame und zuverlässige Dichtung zu verbessern. Außerdem kann im allgemeinen von dem Grundsatz ausgegangen werden, daß eine Absenkbarkeit um die volle Walzenhöhe, wie bei Kolin, nicht erforderlich und nicht erwünscht ist. In den meisten Fällen ist es gar nicht zulässig, in anderen Fällen viel zu kostspielig, so tiefe Gruben in der Wehrschwelle auszuführen, wie sie die volle Absenkbarkeit erfordern würde. Im allgemeinen ist die Anordnung einer solchen Grube nur da zulässig, wo ein höher gelegenes festes Wehr vorhanden und der Versenkraum ohne tieferes Eindringen in die unterwasserseitige Flußsohle hergestellt werden kann, so daß eine Verschlammung und Versetzung mit Geschiebe ausgeschlossen oder wirksame Spülung möglich ist.

Die teilweise versenkbare Walze hat folgende Kennzeichen: Der untere Teil der Laufbahn (Zahnstange) ist so gekrümmt und der Schnabelansatz am Tragzylinder der Walze ist so geformt, daß beim Abwärtsbewegen der Walze, also beim Versenken derselben aus der Staulage, der Schnabelansatz mit einem genau gleichbleibenden, kleinen Abstand von der festen Wehrschwelle an dieser vorbeistreicht. Die am unteren Ende gekrümmte Zahnstange ist an und für sich nichts Neues, wurde vielmehr schon bei einigen Walzenwehranlagen ausgeführt, so z. B. bei der seit 25 Jahren in Betrieb befindlichen Walze des Überfallwehres im Main bei Schweinfurt.

L. W. = 13,6 m, H = 8,5 m.

Abb. 12. Walzenwehr in der Saalach bei Kibling (Reichenhall.)

Der Teil, auf den es bei der Versenkwalze am meisten ankommt, ist die Sohlendichtung. Bei deren Ausbildung ist von dem Gesichtspunkt ausgegangen, daß empfindliche Teile zu vermeiden sind und, ähnlich wie bei der normalen Walze, der Wasserdruck selbst dafür sorgen muß, daß die Dichtungsleisten sich gut anlegen. Aus den Abbildungen 17 und 18 ist deutlich erkennbar, wie die Sohlendichtung gedacht ist. Der Rand der festen Wehrschwelle, gegen welchen sich der Eichenholzbalken der Walze anlegt, ist mit Eisenblech kräftig und dauerhaft verkleidet. Die Krümmung dieser Kante der festen Wehrschwelle und die Formgebung für den nach Unterwasserseite zu anschließenden Teil derselben ist so gewählt, daß der Sohlendichtungsbalken nur gerade in der Staulage anliegt und nach kurzem Senk- oder Hubweg nicht mehr schleift.

Um nun zu erreichen, daß der Sohlendichtungsbalken durch den Druck des Oberwassers an die feste Wehrschwelle angepreßt wird, ist am unteren Schnabelende ein Blechkasten angeordnet, der fest mit der übrigen Konstruktion verbunden ist; nur die der Oberwasserseite zugekehrte Wand des Kastens ist durch ein federndes Blech von etwa 6 mm Stärke gebildet, das einseitig an den Wasserkasten fest angeschraubt ist und am oberen Rande einen Eichenholzdichtungsbalken trägt. Es ist Vorsorge getroffen, daß das Federblech nach beiden Seiten hin nur um ein gewisses Maß abgebogen werden kann, und zwar so viel, als mit Rücksicht auf die größte Durchbiegung der Walze, sowohl durch den Wasserdruck wie auch durch Sonnenbestrahlung erforderlich ist. Das Oberwasser tritt in den Wasserkasten durch einen Spalt zwischen dem Dichtungsbalken und der oberen Kastenwand ein. Die Spaltweite soll nur einige Millimeter betragen, so daß einmal die Bewegung der federnden Wand gesichert ist, anderseits aber auch das Eintreten von Schwimmkörpern und Sinkstoffen nach Möglichkeit verhütet ist. Um vollständig sicher zu sein, daß im Kasten immer der volle Druck des Oberwassers herrscht, führen noch an mehreren Stellen von einem hochgelegenen Punkt des Schnabels aus Wasserrohre unmittelbar vom Oberwasser zum Kasten, wie aus Abb. 19 ersichtlich ist. Durch diese weitere Verbindung mit dem Oberwasser ist eine leichte und zuverlässige Möglichkeit zur Durchspülung des Wasserkastens gegeben für den Fall, daß starke Ablagerung feinerer Sinkstoffe dort eintreten sollte. An beiden Enden des Wasserkastens, also an den Walzenenden, ist der Kasten durch Schieber verschlossen, bei deren Öffnen das durch die Rohre und durch den Spalt zwischen Dichtungsholz und Kastenoberwand zugeführte Oberwasser unter großem Druck, also mit großer Geschwindigkeit, nach beiden Kastenenden durchströmt und den Kasten wirksam ausspült. Außerdem kann der Kasten bei hochgezogener Walze oder bei normaler Staulage derselben, falls kein Unterwasser vorhanden ist, jederzeit geöffnet, gründlich gereinigt und im Anstrich erneuert werden.

Über die Güte der in dieser Weise ausgebildeten Sohlendichtung kann kein Zweifel bestehen, zumal langjährige und beste Erfahrungen über die Wirkungsweise und Bewährung der Federbleche vorliegen.

Die Eisenverkleidung der festen Wehrschwelle, gegen die sich der Sohlendichtungsbalken anlegt, kann auf alle Fälle genau wagrecht und genau gerade montiert werden. Der am Federblech befestigte Holzbalken, der entweder in genau geradem Zustande oder schon der unter Wasserdruck eintretenden Durchbiegung entsprechend eingearbeitet wird, muß unter der Wirkung des Oberwasserdrucks mit unbedingter

4 Walzen je L. W. = 27,1 m, H = 3,90 × 4,80 × 5,50 m.
2 Doppelschützen je L. W. = 20 m, H = 3,90 × 5,50 m.

Abb. 13. Wehr im Neckar bei Wieblingen (Heidelberg).

1 Walze L. W. = 45 m, H = 6,5 m
2 Sektorwehre je L. W. = 50 m, H = 4,0 m

Abb. 14. Wehranlage im Glommen bei Raanaasfoss (Norwegen).

1 Walze L. W. = 28 m, H = 3,5 m. 1 Walze L. W. = 20 m, H = 2,5 m.

Abb. 15. Wehranlage in Glommen bei Vamma (Norwegen).

3 Walzen je L. W. = 20 m, H = 8,75 m. 1 Walze L. W. = 12,5 m, H = 6,25 m

Abb. 16. Wehranlage in Numedalslagen bei Mörkfos-Solbergfos (Norwegen).

Sicherheit und mit großer Kraft an die feste Wehrschwelle angepreßt werden. Etwa vorhandenen Unebenheiten oder Montageungenauigkeiten vermag der auf dem Federblech sitzende Dichtungsbalken ohne weiteres nachzugeben.

Größter Wert ist auf die Form des unterwasserseitigen Teiles der festen Wehrschwelle zu legen. Der Raum zwischen fester Wehrschwelle und Walzenschnabel soll sich stetig erweitern, so daß Geschiebeteile oder sonstige Ablagerungen sich auf keinen Fall ansammeln oder festhängen können, vielmehr mit unbedingter Sicherheit über das Sturzbett hinweggerissen werden.

Ein mit Wasser betriebsfähiges Modell einer Versenkwalze wurde von der M. A. N. in ihrem Gustavsburger Werk hergestellt, und zwar in ungefähr $^1/_5$ der natürlichen Größe der Walzenverschlüsse, wie sie bei der Anlage Viereth im Main vorgesehen waren. Die Modellversuche befriedigten vollkommen, sowohl bezüglich der Dichtung wie auch bezüglich des Verhaltens der Walze gegenüber Geschiebeablagerung und Abspülung. Aus den Abbildungen 20 a—f ist ein solcher Versuch, wie er hinsichtlich der Geschiebeablagerung und Abspülung durchgeführt wurde, schematisch dargestellt. Es wurde dabei von der Annahme ausgegangen, daß das Flußbett nach einem gerade verlaufenen Hochwasser mit einer gleichmäßig verteilten Kiesablagerung von etwa 0,5 m Höhe über der festen Wehrschwelle (im Modell 0,10 m Höhe) angefüllt ist und daß darüber ein gleichförmiger Wasserstrom von 25 cm Höhe fließt (Abb. 20 a). In den weiteren Abbildungen b, c, d, e, f ist gezeigt, wie bei dem Versuche die Geschiebeablagerungen verändert wurden bei langsamen Einsenken der Walze in das Wasser und Absenken bis zur Schließlage. Das Ergebnis kann kurz dahin zusammengefaßt werden, daß sowohl auf Ober- wie auf Unterwasserseite auf eine für das Absenken der Walze genügend lange Strecke die Flußsohle vollständig vom Geschiebe gereinigt wurde, dieses also gegen die Senkbewegung der Walze nicht das geringste Hindernis bildete. Eine große Reihe gleichartiger Versuche hatte stets dasselbe Ergebnis.

Die Wehranlage im Main bei Viereth mit zwei Versenkwalzen von je 30 m Lichtweite, 6 m Höhe und 1 m Absenkbarkeit der Walzen ist inzwischen in Betrieb genommen worden und hat ganz besonders auch hinsichtlich der Dichtung allen auf sie gesetzten Erwartungen in vollem Maße entsprochen. Die Dichtung ist eine fast absolute und eher besser als bei den normalen Walzen. Abb. 21 zeigt die fertige Anlage im Main bei Viereth.

Die Sektorwehre haben weder in Deutschland noch im Auslande allgemeine Anwendung gefunden. Die Gründe hierfür können meines Erachtens nicht in betriebstechnischen oder hydraulischen Mängeln dieses Wehrsystems liegen, sondern in

Abb. 17. Versenkwalze in Staulage.

Abb. 18. Versenkwalze, Sohlendichtung.

Abb. 19. Versenkwalze abgesenkt.

a: Annahme: Das Flußbett ist nach einem grade abgelaufenen Hochwasser mit einer gleichmäßig verteilten Kiesablagerung von 10 cm (0,50 m) Höhe über der festen Schwelle angefüllt. Darüber gleichförmiger Strom

b: Walze bis zu einer Spalthöhe Entfernung von Konstruktionsunterkante des Walzenschnabels bis zur Schwelle von 20 cm (1,00 m) abgesenkt

c: Walze weiter bis zu einer Spalthöhe von 5 cm (0,25 m) abgesenkt

d: Spalthöhe 3 cm (0,15 m)

e: Spalthöhe 2 cm (0,10 m)

f: Spalthöhe 1 cm (0,05 m)

Die in Klammern stehenden Maße beziehen sich auf die Anlage Viereth, die übrigen auf das Versuchsmodell.

Abb. 20. Modellversuche mit einer teilweise versenkbaren Walze, Geschiebeablagerung und Geschiebeabführung.

den hohen Erstellungskosten. An und für sich ist die Wirkungsweise so einfach und werden die an ein Wehr zu stellenden allgemeinen hydrotechnischen Anforderungen so gut erfüllt, daß kaum ein anderes System dem Sektorwehr in dieser Hinsicht gleichwertig ist. Die hohen Kosten sind bedingt durch die

2 Versenkwalzen je L. W. = 30 m, H = 6 m.
Abb. 21. Wehranlage im Main b. Viereth (Bamberg).

tiefen Gruben, welche für die Absenkung des Sektors unter die feste Wehrschwelle erforderlich sind, und durch die Notwendigkeit, ein auf die ganze Wehrlänge durchlaufendes, wasserdichtes Drehgelenk auszuführen. Die tiefe Grube ist nur in solchen Flüssen anwendbar, die wenig Geschiebe, Sand und Schlick führen oder da, wo die örtlichen Verhältnisse es ermöglichen, eine wirksame Spülung der Grube nach dem Unterwasser zu auszuführen. Außerdem trägt zur Erhöhung der Kosten wesentlich bei, daß auf Ober- und meist auch auf Unterwasserseite ein zuverlässiger Notverschluß angeordnet werden muß, wie dies bei allen Wehrverschlüssen der Fall sein sollte, die nicht über Wasser hochgezogen werden können.

Abb. 22 zeigt einen schematischen Querschnitt eines Sektorwehres. Der Querschnitt des beweglichen Wehrkörpers hat die Form eines Kreissektors. Der Wehrkörper ist in die Wehrsohle hinein versenkbar und stützt sich mittels einer durchgehenden Welle auf den festen Wehrrücken. Die Bemessung der Eisenstärken des Sektors ist somit unabhängig voe der Lichtweite, weshalb man theoretisch in der Wahl der letztenu nicht beschränkt ist. Der Sektor wird ohne Motorkraft und ohne Windwerk bewegt, lediglich durch Wasserdruck im Innern auf das geneigte, ebene, mit Blech abgedeckte Rückenschild, wobei dieser Wasserdruck das Gewicht des Körpers, das des etwa überströmenden Wassers und die Reibungswiderstände zu

Abb. 22. Sektorwehr, schematischer Querschnitt.

überwinden hat. Jeder Lage des Staukörpers entspricht ein bestimmter Wasserdruck in der Kammer, so daß durch Regelung dieses Wasserdruckes das Wehr bewegt werden kann. Zu diesem Zwecke steht die Wehrkammer durch absperrbare Kanäle mit dem Ober- und Unterwasser in Verbindung. Durch Betätigung der entsprechenden Schützen wird die Wehrkammer gefüllt bezw. entleert und damit der Wehrkörper gehoben oder gesenkt. Infolge der Absenkbarkeit des Wehrkörpers kann bei Eisgängen das Eis ohne wesentlichen Stauverlust abgeführt werden.

Das erste Sektorwehr in Europa wurde von der M. A. N. im Jahre 1911 gebaut; es ist in der Veröffentlichung „Die Wehranlage in der Weser bei Bremen" von Kölle, Z. d. V. d. I. 1916, Seite 81 u. ff., beschrieben worden und hat die größte bisher überhaupt bei beweglichen Wehrverschlüssen ausgeführte Lichtweite von 54 m in jeder der beiden Öffnungen bei 4,5 m Stauhöhe (siehe Abb. 23).

Eine selbsttätige Feinregelung mittels Rohrschütz ist vorgesehen. Das Rohrschütz besteht aus zwei teleskopartig ineinander greifenden Röhren, durch die das Wasser in der Kammer abfließen kann. Schütz und Wehrkammer bilden kommunizierende Gefäße, so daß durch Heben und Senken des Rohrschützes innerhalb gewisser Grenzen der Wasserstand in der Wehrkammer und damit die Lage des Sektors eingestellt wird. Das Rohrschütz wird selbsttätig durch einen Schwimmer im Oberwasser bewegt, welcher durch einen elektrischen Schalter auf einen Motor einwirkt, der das Rohrschütz mit entsprechender Übersetzung hebt oder senkt. Die vollkommene Hebung oder Senkung des Wehres ist in 10 Minuten durchführbar.

Außer dieser selbsttätigen Regulierung ist auch eine Regulierung von Hand mit Gleitschützen vorgesehen. In der

2 Sektore je L. W. = 54 m, H = 4,5 m
Abb. 23. Sektorwehr in der Weser bei Bremen

höchsten Lage kann der Wehrkörper mit Riegeln festgestellt werden und ist dann im Innern begehbar.

Das Wehr hat sich bei Hochwasserabführung, bei Eisgang und scharfem Frost aufs beste bewährt.

Eine weitere große Sektorwehranlage wurde von der M. A. N. im Jahre 1920 im Glommen bei Raanaasfoss, Norwegen, gebaut. Die Sektoren liegen unmittelbar neben dem bereits erwähnten größten Walzenwehr. Jeder der beiden Sektore hat 50 m Lichtweite und 4 m Höhe. Diese Verschlüsse wurden neben der Walze gewählt, für die Holzflößerei. In jeder Flößereiperiode gehen 12 Millionen Baumstämme den Fluß hinab und überwinden die Gefällstufe im Glommen mit Hilfe der Sektorwehre. Diese werden gerade soviel abgesenkt, als mit Rücksicht auf die Flößerei notwendig ist, und hierdurch leistet man diese Arbeit mit dem geringsten Wasserverbrauch. Unbedingt nötig ist es, daß vor jedem Sektorwehr ein zuverlässiger Notverschluß angeordnet wird, um bei irgendwelchen Störungen die Verschlüsse selbst, insbesondere auch die Grube, sowie die Wasserzu- und Abführungskanäle einer Prüfung unterziehen und ausbessern zu können.

Die Schwierigkeiten, denen der Wehrbau begegnet, sind groß und zahlreich. Wenn auch, wie schon eingangs gesagt, die konstruktive Ausbildung der Wehrverschlüsse und ihrer Bewegungseinrichtungen kaum größere Anforderungen an den Konstrukteur stellt als andere bewegliche Eisenbauwerke, so ist er doch für die Bestimmung der äußeren Kräfte teils auf Versuche, teils auf das Gefühl angewiesen. Zuverlässige Be-

rechnungsmethoden hat er in einer großen Zahl von Fällen nicht, und jeder Wehrbauer wird in seiner Praxis unangenehme Erfahrungen gemacht und große Überraschungen erlebt haben, wenn das strömende Wasser all seinen Überlegungen und Vermutungen entgegengearbeitet hatte. Es sei unter Bezugnahme auf die eingangs behandelte Doppelschütze nur ein Beispiel erwähnt. — Es ist heute noch nicht möglich, die Größe der Kräfte rechnerisch zu erfassen, die beim Senken der oberen Schütztafel eines der Höhe nach zweiteiligen Wehrverschlusses durch den überfallenden Strahl auf die hölzerne Überfallwand ausgeübt werden. Die Versuche haben ergeben, daß die Größe der Saugwirkungen und Wasserauflasten abhängig ist in erster Linie natürlich von der Höhe der Überströmung, dann aber auch ganz wesentlich von der Neigung der Überfallwand und deren Breite. Eine Berechnung der in der Überfallkante und in den Nachbarzonen auftretenden Saugwirkungen und der Druckwirkungen in der sich hieran anschließenden Zone ist aber noch nicht durchführbar, ebensowenig die Berechnung der Saugwirkung zwischen dem Überfallstrahl und der ganzen unterwasserseitigen Begrenzungsfläche von oberer und unterer Schütze. Der Konstrukteur muß immer wieder seine Zuflucht zu Versuchen nehmen, mangels einer genügenden Erforschung der hydraulischen Gesetze. Die Zahl der Aufgaben und Anregungen, welche der Praktiker dem Forscher stellen und geben könnte, ist groß. — Bei dem großen Interesse, welches diese Fragen gerade in den letzten Jahren bei den Forschern hervorgerufen haben, darf man der Überzeugung Ausdruck geben, daß in absehbarer Zeit ein großer Schritt vorwärts getan sein wird und wir in diesen grundsätzlichen Fragen unabhängig von fallweise vorzunehmenden Versuchen sein werden.

ZUR FRAGE DER EINWIRKUNG VON SÄUREN AUF BETON.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht. Bei Betonbauten treten Zerstörungserscheinungen immer wieder auf, denen man trotz aller Wissenschaft oftmals zunächst ratlos gegenübersteht. Fehlerhafte Berechnung und Ausführung, äußereEinwirkung von Schwefel-, Kohlen-, Humussäure usw., sowie Eigenschaften der zur Betonbereitung benutzten Stoffe, also Fehler, die im Beton selbst liegen, sind die häufigsten Ursachen. Das Bild wird oft erst nach langwierigen Beobachtungen und Versuchen, nach vielen widerstreitenden Urteilen und Ansichten klar. Aus dem Bestreben heraus, einige weitere Klarheit in die Beurteilung des heute so vorherrschenden Baustoffes zu bringen, und aus Beobachtungen beim Bau hamburgischer Vorortbahnlinien durch Moorgebiete in Langenhorn und Ahrensburg sind die nachfolgenden anspruchslosen Zeilen entstanden.

In der technischen Wissenschaft sind umfangreiche Arbeiten schon geleistet und große Kosten aufgewendet worden, um die Wirkung zu erforschen, welche die im Baugrunde vielfach auftretenden anorganischen und organischen Säuren auf den Beton ausüben, und um dadurch Mittel und Wege zu finden, einen Beton herzustellen, der diesen Säuren genügenden Widerstand bietet. Es sind hauptsächlich Säuren, die sich in Sümpfen und Mooren vorfinden, die diese zerstörende Wirkung zeigen. Hierbei werden nicht nur Betonbauten in Mitleidenschaft gezogen, die unmittelbar in Sumpf- oder Moorgebieten errichtet sind, sondern auch Bauten dieser Art fallen der Zerstörung anheim, wenn sie nur mittelbar von Wasser bespült werden, das aus solchen Gebieten stammt. Die Erfahrung bei Damm- und Talsperrenbauten hat dieses gezeigt. Der Angriff von anorganischen und organischen Säuren kann unter Umständen schon nach wenigen Jahren zu einem vollständigen Verfall des Bauwerks führen. Noch ist es nicht restlos gelungen, einen wirklich säurefesten Zement herzustellen.

Bei der Beurteilung von Zerstörungserscheinungen an Betonbauten ist es, einerlei ob die Schäden auf äußere Einflüsse oder auf Ursachen zurückzuführen sind, die im Beton selbst liegen, notwendig, sich zu vergegenwärtigen, aus welchen Stoffen der Beton besteht, und wie diese Stoffe wiederum in sich zusammengesetzt sind. Es können bei der Mischung und Verarbeitung chemische Verbindungen entstehen, die die zerstörende Wirkung ausüben. Es kommt darauf an, den Zusammenhang der Dinge zu erforschen, unabhängig davon, ob hierbei in erster Linie wirtschaftliche Vorteile gewonnen werden. Deshalb ist es so außerordentlich wertvoll, gerade solche Fälle mit allen Begleitumständen zu erfahren, in denen Mängel und Schäden aufgetreten sind. Nur aus der Vielheit der Fälle und der Versuche von Tausenden kann das Richtige in der praktischen Bauforschung sich Bahn brechen. Fälle, in denen Bauschäden vorgekommen sind, werden aber leider der Fachwelt oft geflissentlich vorenthalten.

Der Portlandzement, der gegenwärtig allgemein verwendet wird, besteht, wie bekannt, aus etwa 63 vH Kalk (CaO), 20 vH Kieselsäure (SiO_2), 6 vH Tonerde (Al_2O_3) und aus kleinen Teilen Eisenoxyd (Fe_2O_3), Magnesia (MgO), Schwefelsäureanhydrid (SO_3) usw. Dieser an sich kalkhaltige, also mit einem säureneutralisierenden Stoff durchsetzte Zement wird, wie die Erfahrung wiederholt gezeigt hat, noch von Säuren recht erheblich angegriffen. Das Erdreich in Sumpf- und Moorgebieten, dessen Wasser vielfach still steht, sich also wenig erneuert, enthält in vielen Fällen Schwefelverbindungen in Form von schwefelsaurem Kalk, Schwefelkies, schwefelsaurer Magnesia usw.; in einzelnen Lagerungen dieser Gebiete hat man sogar freie Schwefelsäure vorgefunden. Die Erfahrung hat gelehrt, daß schwefelsäurehaltiges oder sulfathaltiges Wasser Beton, der mit ihm in dauernder Berührung steht, hauptsächlich dadurch zerstört, daß es sich — von der Oberfläche ausgehend — mit dem im Zement vorhandenen Kalk verbindet und schwefelsauren Kalk (Gips) bildet, der sowohl eine sprengende als auch eine auflösende Wirkung ausübt. Vereinzelt findet man in diesen Formationen auch oxydierbaren Schwefel, der sich mit dem Kalk verbindet und durch langsame Oxydation ebenfalls zu schwefelsaurem Kalk übergeht. Der Schwefelwasserstoff (H_2S) greift den Beton kaum erheblich an, wenn dieser kohlensauren Kalk ($CaCO_3$) enthält. Da der Beton kohlensauren Kalk während des Erhärtungsvorgangs selbst bildet, ist es von besonderer Wichtigkeit, daß er der Einwirkung durch den Schwefelwasserstoff erst ausgesetzt wird, nachdem er gründlich erhärtet ist. Es hat sich indessen aber herausgestellt, daß selbst gut erhärteter Beton in der Tat doch von den schwefelsauren Verbindungen angegriffen und zerstört wird. Aus diesem Grunde ist es ratsam, dem Beton bei der Mischung solche Stoffe zuzusetzen, die reich an Kieselsäure sind und sich daher mit dem freien Kalk verbinden können. In erster Linie kommt zu diesem Zwecke Traß in Frage; aber selbst bei einer Mischung von 1 Teil Zement, 1,25 Teilen Kalk, 2 Teilen Traß, 16 Teilen Kies, die als gut angesehen werden muß, sind starke Ausscheidungen von Kalk beobachtet worden.

In Sumpf- und Moorgebieten findet man außer anderen Stoffen auch erhebliche Mengen von Kohlensäure, die sich mit dem im Zement vorhandenen Kalk zu kohlensauren Salzen verbindet, die wiederum durch den Einfluß des kohlensauren Wassers zu sauren kohlensauren Salzen übergehen, die sich in der Folge auflösen und fortgeschwemmt werden. Hierzu kommen noch solche Humusstoffe, die stark sauer sind, also die sogenannte Humussäure enthalten. Diese haben die Eigenschaft, daß sie sich im Wasser nur schwer auflösen. Die aufgelösten Teile werden vom Wasser abgeführt; die nicht löslichen Teile dagegen greifen den Beton an, wenn sie lange auf ihn einwirken können. Dieses geschieht, wenn humussäurehaltiger Kies (Grubenkies) zur Betonbereitung verwendet wird, oder wenn humussäurehaltiges Wasser zu dem Innern des Betons Zutritt

bekommt, was der Fall ist, wenn die aus Beton hergestellten Bauteile Risse enthalten, in die das säurehaltige Wasser eindringen kann. Es hat sich dagegen gezeigt, daß die Beschaffenheit des für die Betonbereitung benutzten Mischwassers keinen so ausschlaggebenden Einfluß auf die Dauerhaftigkeit des Betons hat, wie man vielleicht anzunehmen geneigt wäre.

Die zur Erforschung der Einwirkung von Humussäuren auf den Beton angestellten Untersuchungen haben keinesfalls zu einem übereinstimmenden und eindeutigen Ergebnis geführt. Es hat sich vielmehr gezeigt, daß sich Beton in Sumpf- und Moorgebieten unter anscheinend gleichen Verhältnissen recht verschiedenartig verhalten hat. Während der Beton in einzelnen Baugründen dieser Art schon nach kurzer Zeit in Auflösung gegangen ist, haben in anderen Fällen anscheinend gleicher Art Betonbauten fast ein Menschenalter gestanden, ohne Anzeichen von Zerstörung zu zeigen. Diese Tatsache macht die Untersuchung so überaus verwickelt und schwierig. Auf der einen Seite hat es sich gezeigt, daß der Zement, der reich an Kalkgehalt ist, dem säurehaltigen Wasser großen Widerstand entgegensetzt; andererseits hat aber auch die Praxis gelehrt, daß Zement, der reich an Tonerde (Al_2O_3) ist, aber nur verhältnismäßig wenig Kalk enthält, auch in säurehaltigem Wasser sehr haltbar ist. Der Widerspruch dürfte nur scheinbar und durch die Eigenart der Herstellung des Zements begründet sein, da die Herstellungsverfahren des gewöhnlichen Portlandzements und des sehr tonerdehaltigen Zements (z. B. des französischen Schmelzzement „ciment fondu") sehr verschieden sind. In einem im norwegischen Ingenieurverein gehaltenen Vortrag, der in der „Technisk Ukeblad", Oslo, No. 16 vom 17. April 1925, veröffentlicht ist, gibt Herr Ingenieur Chr. F. Gröner außerordentlich wertvolle Mitteilungen über den Zustand des Betons in vorhandenen älteren Talsperren und Stützmauern, die der Einwirkung von Humussäuren ausgesetzt gewesen sind. Des ferneren führt er Ergebnisse von Versuchen an, die Herr Professor Halvorsen der technischen Hochschule in Drontheim seit mehreren Jahren angestellt hat, um den Einfluß säurehaltigen Kiessandes auf den hieraus hergestellten Beton zu erforschen, wodurch diese Seite der chemischen Technologie eine wesentliche Förderung erfahren hat.

Versuche haben ergeben, daß schnelle Erhärtung des Betons (erhebliche Härte schon nach acht Tagen) eine Beweis dafür ist, daß der Betonkies nicht humussäurehaltig ist; auffallend geringe Festigkeit im Anfang des Erhärtungsvorganges läßt dagegen darauf schließen, daß der verwendete Kies sauer ist. Die anfängliche geringe Härte des mit humussäurehaltigem Kies hergestellten Betons ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß das Kalkhydrat (Ca HO), das der Zement während des Erhärtungsprozesses abgibt, die Humussäure im Betonkies neutralisiert; erst, nachdem dieses geschehen ist, kommt das ausgeschiedene Kalkhydrat der Erhärtung zugute. Man kann in solchen Fällen die anfängliche Erhärtung dadurch beschleunigen, daß man dem sauren Betonkies vor der Verwendung Kalkmilch zusetzt, die dem Zement nicht schadet.

Die Herstellung von säurefestem Beton ist eine Aufgabe von großer wirtschaftlicher Bedeutung. Leider ist es bislang nicht gelungen, sie befriedigend zu lösen. In den letzten Jahren ist der Versuch gemacht worden, dem Beton Stoffe zuzusetzen, die die Wirkung der Säuren aufheben sollen. So hat man beispielsweise versucht, gewisse siliziumhaltige Stoffe zuzusetzen, die bei der Alaunfabrikation als Nebenprodukte abfallen und daher leicht und ohne große Kosten zu beschaffen sind. Diese Nebenprodukte werden in feingemahlenem Zustande bis zu 20 vH des Zementgewichts hinzugefügt. Der Versuch hat an sich zu vielversprechendem Ergebnis geführt. Die Erfahrung muß indessen zeigen, ob der Erfolg von bleibender Dauer ist. Der vorerwähnte französische „ciment fondu" ist ebenfalls ein bemerkenswerter Schritt auf dem Wege zur Herstellung von säurefestem Beton.

Die Beschaffenheit des Betonkieses ist von sehr großer Bedeutung für die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen die zersetzende Wirkung humussäurehaltigen Wassers. Durch eine einfache Untersuchung kann man auf der Baustelle oder in der Kiesgrube das Vorhandensein von freier Humussäure im Kies, die besonders schädlich ist, sicher feststellen. Man behandelt eine kleine Menge Kies, etwa 100 g, mit verdünnter Ammoniaklösung oder mit einer Lösung von Natriumhydroxyd (Na OH), schüttelt die Mischung von Kies und Flüssigkeit gut durch und läßt sie einige Zeit ziehen. Ist die Flüssigkeit nach Ausfiltrierung des Kieses fast farblos, dann kann der Kies als rein und von Humussäure frei angesehen werden; ist sie dagegen braun gefärbt, so enthält der Kies freie Humussäure. Diese Untersuchung ist allerdings nicht zuverlässig, wenn der Kies Kalk enthält, denn dieser neutralisiert die Säure und wirkt also in diesem Falle günstig, ja, man kann humussäurehaltigen Kies durch Zusatz von etwas Kalk für Betonierungszwecke brauchbar machen. Im allgemeinen ist es aber so, daß Kalk in größeren Mengen dem Beton nicht zuträglich ist.

Es ist nicht so, daß nur säurehaltiges Wasser den Beton angreift und zerstört. Auch reines Wasser übt infolge seiner großen auflösenden Fähigkeit und infolge rein mechanischer Arbeit eine zerstörende Wirkung aus. Gegen diese Wirkung schützt man sich am besten dadurch, daß man den Beton aus den besten Bestandteilen herstellt und dafür Sorge trägt, daß die Außenflächen, die mit dem Wasser in Berührung kommen, möglichst dicht hergestellt werden; es ist vielfach unmittelbar geboten, die Außenflächen mit einem Estrich zu versehen. Dieselbe Erscheinung, wie bei dem Angriff des Wassers auf Beton, findet man beim Eisen gegenüber dem Rostvorgang. Je dichter und glatter das Eisen an seiner Oberfläche ist, um so größeren Widerstand bietet es gegen die Angriffe durch Rost. Der chemische Einfluß des humussäurehaltigen Wassers auf Betonkörper ist um so größer, je größer die Oberfläche der Körper im Verhältnis zu ihrem Inhalt ist. Beton, der mehr als zwei Drittel Kies und Sand enthält, besitzt kaum mehr die erforderliche Dichte, um dem Angriff der Humussäure dauernd standzuhalten. Versuche haben stets gezeigt, daß der dichte, aus einwandfreien Stoffen hergestellte Beton den verschiedenen Säuren gegenüber sehr großen Widerstand besitzt, wenn ihm bei der Bereitung solche Teile zugesetzt werden, die diese Dichte erhöhen und zugleich möglichst viel freien Kalk binden. Um an Zement zu sparen, aber trotzdem einen festen dichten Beton zu erhalten, verwendet man bei Wasserbauten vielfach Traß. Dieser besteht zum erheblichen Teil aus Kieselsäure und bindet den im Zement vorhandenen überschießenden Kalk.

Die Zusammensetzung des Betonkieses ist, wie bei Naturprodukten überhaupt, stets sehr schwankend in seiner Korngröße. Das günstigste Verhältnis von 40 vH Sand (Korngröße unter 7 mm) und 60 vH Kies (Korngröße über 7 mm) wird im allgemeinen nur selten erreicht. Im Durchschnitt wird der Sandgehalt größer als 40 vH sein. Wenn man nicht den Kiessand auf der Baustelle durch künstliche Mischung auf das richtige Verhältnis der Korngrößen bringen will, muß man durch Zusatz von Bindemitteln einen Beton gleicher Festigkeit zu erreichen suchen. Meistens findet man, daß der Kiessand, wie er in der Natur vorkommt, zuviel kleines Korn enthält; er entspricht nicht dem Diagramm der Korngrößen, das von Fuller auf Grund umfangreicher Versuche festgesetzt ist (Fullerkurve). Auf einen dichten Beton kommt es sowohl bei Säureangriffen als auch bei Wasserbauten, wie Schleusen, Wehren, Talsperren, Behältern im Grundwasser, besonders an. Auf Mängel nach dieser Richtung hin ist es zurückzuführen, daß oftmals selbst mehrere Meter dicke Betonwände und Böden — namentlich in den Stampffugen — Wasser durchlassen. Deshalb ist bei Betonierungsarbeiten die fortgesetzte Untersuchung des Kiessandes, der in Beschaffenheit und Verhältnis der Korngrößen, wie gesagt, oft außerordentlichen Schwankungen unterworfen ist, von besonderer Wichtigkeit. Bei einem Bau wurden beispielsweise etwa 400 Siebproben des Kiessandes einer und derselben Gewinnungsstelle vorgenommen. Diese zeigten, daß bei ungefähr 80 vH der Proben die Korngrößen von 4 mm aufwärts bis 40 mm sehr erheblich unter der Fullerkurve lagen, während das kleine Korn in viel zu großer Menge vertreten war.

Der Betonbau und insbesondere der Eisenbetonbau hat der Entwicklung des Bauwesens in den drei letzten Jahrzehnten seinen Stempel aufgedrückt. Viele Berufene, aber leider auch viele Unberufene, haben sich dieser Bauweise zugewandt. Es darf nicht übersehen werden, daß Beton heutzutage vielfach von Leuten hergestellt wird, die von dem Wesen dieses wichtigen Baustoffes nicht viel mehr wissen, als daß er aus einer Mischung von Zement, Kies und Wasser besteht. Man darf nicht ohne weiteres schließen, daß Säuren im Baugrunde die Schuld tragen, wenn ein Betonbauwerk der Zerstörung durch Zersetzung des Betons anheimfällt. Oft kann es auch daran liegen, daß der Beton mangelhaft ausgeführt ist oder daß das Mischungsverhältnis nicht den Verhältnissen entsprechend gewählt wurde. Deshalb ist es notwendig, bevor man Annahmen macht, zu untersuchen, ob nicht die Zerstörung auf mangelhafte Ausführung zurückgeführt werden kann.

Es ist schließlich beobachtet worden, daß an sich guter und normalbindender Zement unter gewissen Umständen bei seiner Lagerung Änderungen mit Bezug auf die Zeit des Abbindens unterworfen ist. So glaubt man bei Lagerung in Schuppen, die die Sommerwärme stark aufnehmen, in denen der lagernde Zement also sehr erheblich erwärmt wird, festgestellt zu haben, daß die Zeit des Abbindens unter Umständen, die allerdings noch nicht restlos erforscht sind, erheblich abgekürzt wird, ja, daß bei besonders starker Sonnenbestrahlung, wodurch Temperaturen von 40° C und mehr erreicht werden können, aus dem sonst normalbindenden Zement ein Schnellbinder werden kann. Wird nun der Zement in diesem Zustand verarbeitet, so kann es vorkommen, daß er abgebunden hat, bevor er eingebaut werden kann. In solchen Fällen entstehen natürlich Bauwerksteile, die eine mangelhafte Widerstandsfähigkeit aufweisen. Es ist daher notwendig, daß auf der Baustelle nicht nur der Kies, das Mischungsverhältnis, der Wasserzusatz, die Mischung und Verarbeitung dauernd kontrolliert werden, sondern auch der angelieferte Zement und seine Lagerung müssen dauernd untersucht werden. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika hat man in Anbetracht der außerordentlichen Wichtigkeit umfassender und erschöpfender Zementuntersuchungen eine Kommission des Handelsdepartements eingesetzt, die in Gemeinschaft mit dem Verbande der Portlandzementfabrikanten alle Probleme untersuchen soll, die auf Herstellung und Verwendung von Zement Bezug haben (vgl. Bauingenieur, 1925, Heft 4, Seite 153). Dem Ergebnisse der Untersuchung dieser Kommission wird von der gesamten Fachwelt mit großem Interesse entgegengesehen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Gußbetonanlagen.

Die nebenstehend abgebildete Gußbetonanlage findet bei dem Bau der Schleuse Anderten Verwendung. Die stündliche Leistung derselben beträgt 40 m³ abgebundenen Betons bei einem Arbeitsfelde bis zu etwa 60 m Höhe und 120 m im Umkreis.

Derartige Anlagen sind z. B. in Amerika seit längerer Zeit im Gebrauch und haben sich dort bestens bewährt. Infolge ihrer außerordentlich hohen Wirtschaftlichkeit — auch bei mittelgroßen Bauten — finden diese Anlagen in immer größerem Umfange Verwendung. Die sich ohne weiteres ergebenden Vorzüge bestehen vor allen Dingen darin, daß der Standort der Betonmischmaschine nicht verändert zu werden braucht und die gesamten Rohmaterialien vom Beginn bis zur Fertigstellung des Baues an einer Stelle verarbeitet werden können. Ferner fällt das fortwährende Umlegen der Feldbahngleise vollständig weg.

Die Abbildung zeigt unseres Wissens die erste von einer deutschen Firma gebaute, in Deutschland zur Verwendung kommende Anlage, welche von der Lauchhammer Rheinmetall A.-G., Berlin NW 6, geliefert worden ist. Solche Anlagen können natürlich, den jeweiligen Verhältnissen angepaßt, auch für jede andere Leistung hergestellt werden.

Hohe Abbindetemperaturen beim Tonerdezementbeton und ihre Ausnutzung beim Betonieren im Frost.

Bericht nach „Engineering News-Record" 1925, Nr. 8, S. 320.

Das Betonieren bei kaltem Wetter ist im allgemeinen an die Bedingung geknüpft, daß die Temperatur nicht unter ein bestimmtes Maß heruntersinken darf, damit das Abbinden des Betons nicht zurückgehalten wird. Dieses Maß ist beim Portlandzementbeton ungefähr 10° C (diese Angabe ist übertrieben hoch. Der Berichterstatter) und es müssen bei der Verarbeitung von Portlandzementbeton in kaltem Wetter besondere Vorsichtsmaßregeln ergriffen werden wie Vorerwärmen der Mischmaterialien und Schutz des Betons vor Frost, bis der Beton genügend erhärtet ist, um seine Eigenlast zu tragen. Als besonderer Vorteil wird dem Tonerdezementbeton gebucht, daß er größere Abbindetemperaturen entwickelt als der Portlandzement und daher zum Betonieren bei kaltem Wetter zu empfehlen sei. Die „Atlas Lumnit Cement Company" in Amerika, die dort Alleinherstellerin von Tonerdezement ist, ließ das Verhalten des Tonerdezements im Frost unter-

suchen. Das Ergebnis der Untersuchungen ist in nachstehenden Kurven zusammengestellt:

Abb. 1 enthält die Druckfestigkeiten eines Mörtels 1 : 3 in Abhängigkeit vom Alter. Die Abb. 2—4 geben Beton- und Lufttemperaturen an, wie sie bei Betonstraßenarbeiten festgestellt worden sind.

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Die Betontemperaturen wurden dabei durch Hereingeben eines Thermometers in eine kleine Öffnung des Betons ermittelt. Bei Abb. 3 ist kaltes Zuschlagsmaterial verwendet worden. Die Anfangstemperaturen des Betons in Abb. 4 sind daraus zu erklären, daß das gefrorene Zuschlagsmaterial zunächst erwärmt worden war. Die Abbildungen zeigen tatsächlich, daß die Abbindetemperaturen im Beton die Einwirkungen der Lufttemperaturen überwinden. Berücksichtigt man noch, daß die Messungen an dünnen Straßenbetonplatten vorgenommen worden sind, wo die entwickelte Wärme verhältnismäßig rasch abströmen kann, so erscheinen die Ergebnisse noch bedeutsamer.

Um den Einfluß niederer Temperaturen auf die Druckfestigkeit von Tonerdezementbeton festzustellen, hat die Columbia-Universität Betonprobekörper aus kaltem Mischmaterial unter Verwendung von Eiswasser hergestellt und geprüft. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 Teil Tonerdezement, 2 Teile Sand und 4 Teile Kies. Die Betonkörper wurden unmittelbar nach der Herstellung in einen Gefrierkasten mit 4° Kälte gebracht und dort bis zur Prüfung gelagert. Die vom Zement entwickelte Wärme genügte, um den Beton vor dem Zerfrieren zu schützen. Nach 24 Stunden wurden an einigen der Versuchskörper, die vor der Prüfung in heißes Wasser getaucht worden waren, Druckfestigkeitsprüfungen vorgenommen, wobei Betonfestigkeiten von über 160 kg/cm² festgestellt wurden. Die Prüfung der übrigen Probekörper, die im Alter von 28 Tagen dem Gefrierkasten entnommen wurden, ergaben Druckfestigkeiten von ungefähr 230 kg/cm².

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe i. B.

Berichtigung.

In Heft 20 vom 21. August 1925, Seite 638, ist als Verfasser des Aufsatzes „Die neue Klappbrücke über den Danvikskanal bei Stockholm" Herr Dipl.-Ing. Kusenberg, Stockholm, angegeben.

Wir bitten unsere Leser, davon Kenntnis zu nehmen, daß Herr Dipl.-Ing. Kusenberg nicht in Stockholm, sondern in Sterkrade/Rhld. ansässig ist.

Die Schriftleitung.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Bauten keine „Betriebsanlagen" im Sinne der Stillegungsverordnung.

Nach § 1 der Verordnung betr. Maßnahmen gegenüber Betriebsabbrüchen und -Stillegungen vom 8. November 1920 und den Ergänzungen zu dieser Verordnung vom 15. 10. 1923 ist der Arbeitgeber unter gewissen Voraussetzungen verpflichtet, der Demobilmachungsbehörde Anzeige zu erstatten, bevor er

1. Betriebsanlagen ganz oder teilweise abbrechen oder bisher zum Betriebe gehörige Sachen in anderer Weise entziehen, insbesondere veräußern oder betriebsuntauglich machen,
2. Betriebsanlagen ganz oder teilweise nicht benutzen will.

Die Frage, ob auch Bauten diesen Bestimmungen der Stillegungsverordnung unterliegen, war von jeher stark umstritten. Ihre Beantwortung hängt in erster Linie von der Feststellung ab, ob Baustellen in der Regel als „Betriebsanlagen" anzusehen sind oder nicht. Der Begriff „Betriebsanlage" ist aber keineswegs so klar und einheitlich, wie man vielleicht von vornherein anzunehmen geneigt sein könnte. Dies um so weniger, als sich weder in der Rechtsprechung noch in Kommentaren irgendwelche Ausführungen darüber finden. Normalerweise wird man davon auszugehen haben, daß unter „Betriebsanlagen" nur ortsfeste stationäre Anlagen, eingebaute Maschinen, Fabriken usw. fallen, die ihrerseits als Produktionsmittel durch den mittelbaren oder unmittelbaren Besitzer Verwendung finden. Von einzelnen Behörden ist jedoch eine solche Auslegung vielfach als zu eng bezeichnet worden, da ihrer Ansicht nach nicht nur stationäre, sondern auch bewegliche Einrichtungen als „Betriebsanlagen" angesehen werden müssen, wenn sie nur einem bestimmten Betriebszweck gewidmet sind.

Noch bei den letzten Stillegungen der Bauten durch die Industrie anläßlich der im Mai getroffenen Lohnvereinbarung in Rheinland und Westfalen wurde die Genehmigung zur Stillegung seitens der zuständigen Stellen von der Erstattung einer entsprechenden Anzeige abhängig gemacht.

Angesichts dieser Meinungsverschiedenheiten ist es erfreulich, daß nunmehr der Reichswirtschaftsminister in einem Schreiben vom 27. 6. 1925 an den Preußischen Minister für Handel und Gewerbe (vgl. Reichsarbeitsblatt Nr. 31 vom 16. 8. 1925, Seite 362) im Einvernehmen mit dem Reichsarbeitsminister zu dem hier aufgeworfenen Fragenkomplex grundsätzlich Stellung genommen und dahin entschieden hat, daß die Stillegungsverordnung auf die Stillegung von Bauten nicht anzuwenden ist, da Bauten zu den Betrieben, die unter den § 1 der Verordnung fallen, nicht gehören. Der Reichswirtschaftsminister nimmt dabei ausdrücklich auf die Ausführungen im Kommentar von Dr. O. Weigert zur Stillegungsverordnung Bezug und führt zur näheren Begründung folgendes aus:

„Voraussetzung zur Anwendbarkeit der Stillegungsverordnung ist entweder der endgültige Abbruch von Betriebsanlagen oder deren gänzliche oder teilweise Nichtbenutzung (vgl. § 1 der Verordnung). Bei der Stillegung von Bauten kommt aber im allgemeinen Abbruch oder Nichtbenutzung von Betriebsanlagen nicht in Frage, da zu einer „Anlage" begrifflich größere, stabile Einrichtungen gehören, wie sie bei der Erstellung von Bauten im allgemeinen nicht verwendet zu werden pflegen. Es kommt hinzu, daß bei Bautenstillegungen die Entlassung der Arbeiter nicht — wie dies die Ziffer 2 des § 1 der Verordnung erfordert — wegen der Stillegung der Betriebsanlagen erfolgt, sondern wegen der Stillegung des Baues selbst, der aber wiederum nicht als „Betriebsanlage" bezeichnet werden kann. Des weiteren verbietet sich die Anwendung der Stillegungsverordnung auf Bauten schon aus dem Grunde, weil diese ihrer Natur nach mehr oder weniger kurz befristet sind. Schließlich spricht aus der Fassung des § 1 der Verordnung durch den Hinweis auf den § 105 b, Abs. 1, der Reichsgewerbeordnung dafür, daß auf Bauten die Vorschriften der Stillegungsverordnung nicht anwendbar sind, denn im § 105 b der Gewerbeordnung sind neben den „Betrieben von Bergwerken, Salinen, Fabriken usw." die „Bauten aller Art" besonders erwähnt. Bauten sind also nicht als Betriebe bezeichnet, während der § 1 der Stillegungsverordnung sich nur auf Betriebe bezieht."

An sich ist die Anwendbarkeit der Stillegungsverordnung für das Baugewerbe insofern schon stark beschränkt, als § 1, Ziffer 1 der Verordnung in der baugewerblichen Praxis wohl nur dann vorkommt, wenn es sich um eine direkte Aufgabe des Geschäftes selbst handelt. Die Aufgabe einer Baustelle bedeutet weder einen Abbruch, noch werden irgendwelche zum Betriebe gehörigen Sachen dem Betriebe entzogen. Denn die benutzten Geräte werden in der Regel auf andere Baustellen übernommen und bleiben somit nach wie vor im Besitze des Unternehmers, dessen Leistungsfähigkeit also nicht vermindert wird. Eine solche Verminderung der Leistungsfähigkeit ist aber eine der Voraussetzungen für die Anwendbarkeit der Stillegungsverordnung. Die Fälle der Nichtbenutzung von Betriebsanlagen fallen in der Hauptsache mit Unterbrechungen und Einschränkungen der Bauarbeiten zusammen, die durch die „Eigenart des Betriebes" bedingt sind, also infolge schlechter Witterungsverhältnisse notwendig werden oder mit einer Einstellung der Baustelle wegen Beendigung des Baues. Hierfür aber sieht die Verordnung ausdrücklich eine Befreiung von der Anzeigepflicht vor.

Mit dem oben erwähnten und im Auszug wiedergegebenen Bescheid des Reichswirtschaftsministers ist nunmehr die bisher umstrittene Frage der Anwendbarkeit der Stillegungsverordnung auf das Baugewerbe endgültig entschieden und es ist zu hoffen, daß dem Baugewerbe für die Zukunft weitere Belastungen, wie sie die Anwendung der Stillegungsverordnung mit sich bringt, erspart bleiben. Dr. R. Andrée.

Ablauf der Zementsyndikate. Die Syndikatsverträge in der Zementindustrie laufen mit Ende des Jahres ab. Wenn keine neue Vereinbarung zustande kommt, kann der Freiverkauf im Gebiete des Süddeutschen und des Norddeutschen Zementverbandes für die Zeit vom 1. Januar 1926 ab, am 1. Oktober 1925, im Gebiet des Rheinisch-Westfälischen Zementverbandes erst am 15. Dezember 1925 beginnen. Im Süddeutschen und Norddeutschen Verband wird bereits seit einiger Zeit über die Verlängerung der Verträge verhandelt, in Rheinland-Westfalen sollen die Verhandlungen erst Ende Oktober oder Anfang November beginnen. Über die Verlängerung des Kartellverhältnisses der drei Syndikate untereinander wird ebenfalls verhandelt. Streitpunkte lieferten anscheinend hauptsächlich Fragen der Neukontingentierung, der Gebietsabgrenzung und der Preisgebarung.

In letzterer Zeit wird von verschiedenen Seiten darauf hingewiesen, daß die hohen, von den Syndikaten festgesetzten Zementpreise eine Steigerung des Absatzes verhinderten und daß durch Vermehrung der Produktion die Gestehungskosten auf ein normales Maß zurückgeführt werden könnten. Die volle Beschäftigung mancher technisch-hochentwickelter Anlagen sei nur dadurch möglich, daß andere weniger moderne oder günstig arbeitende Betriebe eingeschränkt bzw. stillgelegt werden. Den auf Preissenkung gerichteten Bestrebungen kann die Bauindustrie nur zustimmen, da sie den, in manchen (offenbar den Kreisen der Zementindustrie entstammenden) Presseäußerungen vertretenen Standpunkt, daß eine Überspannung der Zementpreise nicht vorliege, keineswegs teilen kann. Nach dem Baukostenindex wird gegenüber 1914 eine Steigerung des Zementpreises von 73,84 vH errechnet, in der allerdings auch die Frachterhöhungen eine gewisse Rolle spielen. Die günstigen Abschlüsse der meisten Zementwerke im Jahre 1924 lassen im übrigen den Rückschluß zu, daß die gegenwärtigen Zementpreise mehr als auskömmlich sind.

Bisher liegen nur Pressemeldungen über den Stand der Kartellverhandlungen vor, keine offiziellen Äußerungen der Syndikate selbst. Nach diesen Meldungen ist anzunehmen, daß die Verlängerung der Syndizierung trotz der Schwierigkeiten erreicht wird.

Vorausleistungen zum Wegebau. In Heft 7 des Bauingenieur S. 271 war erwähnt, daß der Bezirksausschuß Minden die preußische Verordnung über die Erhebung von Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung vom 25. 11. 1923 für rechtsungültig erklärt hat. Nunmehr ist die Rechtsungültigkeit auch vom Preußischen Oberverwaltungsgericht als Berufungsinstanz ausgesprochen. Nach dieser Entscheidung sind also Veranlagungen zu Vorausleistungen, die auf Grund der Verordnung ergangen sind, rechtsungültig.

Es ist möglich, daß die Frage der Wegeunterhaltung nunmehr reichsrechtlich geregelt wird, wie von den Interessenten vielfach angestrebt wird. Bisher liegen verschiedene programmatische Äußerungen über die Frage vor. So wurde bereits vor längerer Zeit im Reichsfinanzministerium eine nicht veröffentlichte Denkschrift „Bemerkungen über Änderungen des Kraftfahrzeugsteuergesetzes" ausgearbeitet. Weiter liegen vor Richtlinien der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau (vom 15. 6. 1925), des Deutschen Industrie- und Handelstages, des preußischen Landkreistages, des Zentralverbandes des deutschen Großhandels. Fast allen ist gemeinsam die Ansicht, daß die Finanzlage den öffentlichen Körperschaften Unterhaltung der öffentlichen Wege aus allgemeinen Mitteln allein nicht möglich macht und besondere Einnahmen dafür geschaffen werden müssen, entweder durch Ausbau der Kraftfahrzeugsteuer oder durch besondere Wegeunterhaltungssteuern oder durch die bisherigen Vorausleistungen.

Für die Provinz Sachsen ist kürzlich eine Verordnung über die Wegebauvorausleistungen ergangen. Die Steuerpflicht tritt ein, wenn im Rechnungsjahr mehr als 1000 tkm von einem Fahrzeug zurückgelegt werden. Bis zum 31. März 1926 wird die Steuer nach dem Eigengewicht des Fahrzeuges bemessen. Die erste Veranlagung findet am 1. Oktober d. J. für das Vierteljahr vom 1. 7. 1925 bis 30. 9. 1925 statt.

Vergebung staatlicher Bauarbeiten. Die aus volkswirtschaftlichen Gründen wegen der Baukostensenkung und des Facharbeitermangels im Baugewerbe bestehende Notwendigkeit, die Vergebung öffentlicher Arbeiten möglichst planmäßig über das ganze Jahr zu verteilen und nicht nur in die Saison zusammenzudrängen, ist bereits früher von seiten oberster Behörden anerkannt. Auch jetzt wurde im preußischen Landtag auf eine kleine Anfrage des Abg. Schluckebier (Dnat.) hin vom preußischen Finanzministerium das Bestreben der Behörden betont, dieser Notwendigkeit gerecht zu werden. Jedoch sei die Vergebung oft von der Bewilligung der haushaltsmäßigen Mittel abhängig. Auch seien Arbeiten im Innern von Gebäuden am besten in den Gerichts- und Schulferien und in der Sommerurlaubszeit ohne Störung durchzuführen.

Aufbrauchsfrist für die deutschen Frachtbriefmuster. Am 30. Juni 1925 ist die Aufbrauchsfrist für die Frachtbriefmuster der Größe 380 mal 300 mm abgelaufen. Eine Eingabe, die Aufbrauchsfrist nochmals zu verlängern, ist vom Reichsverkehrsminister abschlägig beschieden worden. Das jetzige neue Format im Ausmaß von 420 mal 297 mm ist bereits am 1. Juli 1925 eingeführt worden, nachdem schon längere Zeit vorher wiederholt darauf aufmerksam gemacht worden war.

Über den neuen Einfuhrzoll für belgischen Zement und über die Einkommensteuererklärung für die in der ersten Hälfte 1925 endenden Wirtschaftsjahre siehe unter Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

Kölner Herbstmesse.

Ergänzend zu der Seite 721 ds. Jahrgs. enthaltenen Bekanntmachung seien nechstehend noch die im Rahmen der wissenschaftlichen Tagung (veranlaßt von den technisch-wissenschaftlichen Vereinen Kölns) zu haltenden Vorträge mitgeteilt:

I. Baufach.

Montag, den 28. September 1925.

1. 10½ Uhr vormittags pünktlich: Eröffnung der Tagungen „Baufach" und „Meßgerät" durch den Vorsitzenden des Kölner Bezirksvereins Deutscher Ingenieure, Herrn Regierungsbaumeister Kloth.
2. 11—12 Uhr: Geh. Oberbergrat Prof. Dr. A. Steuer, Technische Hochschule Darmstadt, Institut für Geologie und Techn. Gesteinskunde: „Über die Verwendung von deutschen Natursteinen im Baugewerbe".
3. 12—1 Uhr: Professor Dipl.-Ing. G. Rüth, Techn. Hochschule Darmstadt: „Über Zement, insbesondere hochwertigen Zement".
4. 4—5 Uhr: Direktor Erlinghagen, Rheinhausen: „Zur Geschichte der Werkstoffe für Eisenbauten, unter besonderer Berücksichtigung der neuesten Entwicklung".
5. 5—6 Uhr: Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier, Techn. Hochschule München: „Aus der Entwicklung der Bauwerke in Eisen und Stahl".
6. 6—7 Uhr: Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Petry, Deutscher Beton-Verein, Obercassel/Siegkreis: „Über technische Fortschritte im Eisenbetonbau und ihre wirtschaftliche Auswirkung".

Dienstag, den 29. September 1925.

7. 10—11 Uhr: Regierungsbaumeister Danzebrink: „Beton-Straßenbau im In- und Auslande".
8. 11—12 Uhr: Oberbaurat Bock, Köln: „Über Verwendung von Eisen als Baustoff im Tiefbau".
9. 12—1 Uhr: Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Seitz, Berlin: „Der neuzeitliche deutsche Holzbau".
10. 5—6 Uhr: Architekt P. Paulsen, Hauptschriftl. der Bauwelt: „Siedlungsbauwesen mit besonderer Darstellung der Erfahrungen auf diesem Gebiet in den Vereinigten Staaten von Nordamerika".
11. 6—7 Uhr: Dipl.-Ing. Dr. Georg Garbotz, Privatdozent für Maschinenwesen bei Baubetrieb an der Techn. Hochschule, Darmstadt: „Über Fördermittel im Baufach".

Am Montag, den 28. September, abends 8 Uhr, findet im Großen Saale des „Messehof" Köln-Deutz ein

Geselliger Abend

des Vereins Deutscher Ingenieure statt. Preis (einschließlich voller Verpflegung): M 5.— die Person. Karten fordere man beim Messeamt Köln-Deutz an.

II. Meßgerät.

Mittwoch, den 30. September 1925.

12. 11—12 Uhr: Dr. Block, Eichamt Königsberg: „Die Entwicklung der Meßkunde".
13. 4—5 Uhr: Professor Konen, Universität Bonn: „Aufgaben und Grenzen der physikalischen Längenmessung".
14. 5—6 Uhr: Dr. Eppenstein, Jena: „Anwendung der Optik auf die Messungen im Maschinen- und Apparatebau".

Donnerstag, den 1. Oktober 1925.

15. 11—12 Uhr: Professor Dr. Berndt, Dresden: „Bedeutung und Nutzen der Präzisionsmessung in der Technik".
16. 4—5 Uhr: Oberregierungsrat Dr. Ritter, Berlin: „Druckmessungen bei Explosionen und Nutzanwendung auf den Bergbau".
17. 5—6 Uhr: Dr. Lenk, Physikalisch-Technische Reichsanstalt, Berlin: „Die Meßkunde als nationales und internationales Problem".

Preise der Karten:

Reihe A, gültig für sämtliche Vorträge „Baufach" und „Meßgerät" einschließlich geselligen Abends am 28. 9. und Dauerkarte zum Besuch der Messe	M 15.—
Reihe B, dasselbe ohne geselligen Abend	M 10.—
Reihe C, gültig für sämtliche Vorträge „Baufach" einschließlich geselligen Abend am 28. 9. und Dauerkarte	M 12.—
Reihe D, dasselbe ohne geselligen Abend	M 8.—
Reihe E, gültig für sämtliche Vorträge „Meßgerät" einschließlich geselligen Abends am 28. 9. und Dauerkarte zum Besuch der Messe	M 12.—
Reihe F, dasselbe ohne geselligen Abend	M 8.—
Reihe G, Einzelkarte, auch Damenkarte für geselligen Abend am 28. 9.	M 5.—

Vergrößerung der Technischen Hochschule Braunschweig.

Braunschweig hat für die Vergrößerung seiner Technischen Hochschule ein an das Hochschulgrundstück angrenzendes Gelände von etwa 12 500 m² erworben und gleichzeitig die erste Baurate für die Erweiterung des Hochschulgebäudes nach den Plänen des jetzigen Rektors Professor Mühlenpfordt bewilligt. Die geplanten Erweiterungen sind in erster Linie für elektrotechnische, technisch-chemische und technisch-physikalische Institute bestimmt.

Ferner wurden die Mittel für die Fertigstellung des im vorigen Jahre begonnenen Neubaus des botanischen Instituts im botanischen Garten bewilligt.

Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Mitgeteilt vom Patentanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Deutschland: Die vom 5. bis 13. Oktober in Berlin stattfindende Ausstellung für Brauerei und Kellereimaschinen fällt unter das Gesetz zum Schutze von Erfindungen, Mustern und Warenzeichen auf einer Ausstellung.

Irland: Das z. Z. dem Parlament vorliegende Patent-, Muster- und Warenzeichen-Gesetz soll im wesentlichen dem englischen Gesetz entsprechen. In Zukunft wird sich also der englische Schutz nicht mehr auf Irland erstrecken. Bis zum Inkrafttreten des Gesetzes sind vorläufige Anmeldungen zulässig, die später mit Vorrang behandelt werden.

Italien: Durch königlichen Erlaß vom 24. 5. 1925, in Kraft getreten am 15. Juli 1925, sind die Patent-, Muster- und Warenzeichengesetze auf das Gebiet von Fiume ausgedehnt worden. Dadurch haben die in Italien nach dem 15. 7. 1925 erteilten Schutzrechte auch im Gebiete von Fiume Geltung, während für früher erteilte Schutzrechte ein besonderer Antrag bis zum 15. 7. 1926 gestellt werden muß. Am 15. 7. 1925 rechtsgültig bestehende ungarische Schutzrechte behalten im Gebiete von Fiume ebenfalls Rechtskraft, sofern ihre Eintragung bis zum 15. 7. 1925 beantragt wird. Durch Nichtzahlung der Gebühren erloschene ungarische Schutzrechte, die am 3. November 1918 noch Gültigkeit besaßen, können durch eine bis zum 15. 7. 1926 erfolgende Nachzahlung der verfallenen Gebühren nach italienischem Gesetz für das Gebiet von Fiume wieder eingesetzt werden. Auch können die bestehenden und wiedereingesetzten ungarischen Schutzrechte, deren Eintragung für Fiume beantragt wird, innerhalb der gleichen Frist auf das ganze Königreich Italien ausgedehnt werden.

Japan: Die Neuanmeldung durch das Erdbeben vernichteter Patent- und Warenzeichenanmeldungen kann unbefristet gegen Zahlung einer kleinen Gebühr erfolgen.

Litauen: Nach dem neuen Handelsmarkengesetz können Warenzeichen nach einer Prüfung auf Verwechslungsfähigkeit und Zahlung einer noch festzusetzenden Gebühr für die Dauer von 1 bis 10 Jahren eingetragen werden. Anmeldungen aus dem Auslande müssen im Heimatlande zur Eintragung geführt haben. Die früheren russischen und Übergangsbestimmungen sind durch das neue Gesetz aufgehoben.

Zweite Dresdener Städtebau-Woche

unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsfragen
vom 12. bis 17. Oktober 1925
in den Räumen der Technischen Hochschule, Dresden, George-Bähr-Str. 1.

Veranstaltet als Ergänzung der vorjährigen Städtebau-Woche von dem Dresdener Städtebau-Seminar und von der Sächsischen Arbeitsgemeinschaft der Freien Deutschen Akademie des Städtebaues.

Montag, den 12. Oktober	Dienstag, den 13. Oktober
9 Uhr Eröffnung. Vortrag Geh.-Rat Prof. D. Dr. phil. Dr.-Ing. Gurlitt: „Amerikanischer Städtebau".	9 Uhr Vortrag Oberbaurat a. D. Prof. Muesmann: „Einfluß des Verkehrs auf die Straßen und den Bebauungsplan im hügeligen Gelände".
11 Uhr Vortrag Oberbaurat a. D. Prof. Muesmann: „Der allgemeine Aufteilungsplan (Landesplanung).	11 Uhr Aussprache.
4 Uhr Vortrag Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. Genzmer: „Kraftwagenstraßen unter besonderer Berücksichtigung der Umgehungsstraßen".	4 Uhr Vortrag Prof. Dipl.-Ing. Wawrziniok: „Neuzeitliche Kraftfahrzeuge".
8 Uhr Begrüßungsabend.	Darauf: Institutsbesichtigung.

Mittwoch, den 14. Oktober	Donnerstag, den 15. Oktober
9 Uhr Vortrag N. N.: „Städtebahnen" (Schnellbahnen zwischen Nachbarstädten).	9 Uhr Vortrag Regierungsbaurat a. D. Prof. Dr.-Ing. Wilh. Müller: a) Lage der Eisenbahnbauten zur Stadt. b) Industrieanschlüsse.
11 Uhr Vortrag Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. Genzmer: „Straßenbahnen und Straßenschnellbahnen".	12 Uhr Aussprache.
4 Uhr Vortrag N. N.: „Zementstraßen".	4 Uhr Vortrag Prof. Dr. phil. Schäfer: „Verkehrsfragen des Städtebaues in rechtlicher und wirtschaftlicher Beziehung".
Darauf: Institutsbesichtigung.	6 Uhr Vortrag Prof. Dr. med. Kuhn: „Hygiene des Verkehrs auf Straßen und Wasserstraßen".

Freitag, den 16. Oktober.	Sonnabend, den 17. Oktober
9 Uhr Vortrag Regierungs- und Baurat a. D. Prof. Heiser: „Wasserstraßen und Städtebau".	9 Uhr Vortrag Stadtbaurat Paul Wolf: „Einfluß des Verkehrs auf die Stadtform".
11 Uhr Aussprache.	11 Uhr Aussprache.
4 Uhr Vortrag Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. Genzmer: „Landeswasserversorgungen".	Schluß der Tagung.
6 Uhr Aussprache.	

Studierende des Städtebau-Seminars haben freien Zutritt; die übrigen Teilnehmer haben zu Beginn der Städtebau-Woche eine Gebühr von 20 M zu zahlen. Anmeldungen sind zu richten bis spätestens zum 5. Oktober an den Leiter der Veranstaltung: Geheimen Hofrat Professor Dr. Genzmer, Dresden-Radebeul, Riesestr. 6.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen 17. September 1925.)

Gesetz über das vorläufige Handelsabkommen zwischen Deutschland und der belgisch-luxemburgischen Wirtschaftsunion. Vom 3. September 1925 (RGBl. II, S. 883). Es treten u. a. folgende Zolländerungen ein.

Der Einfuhrzoll aus Belgien und Luxemburg beträgt pro 1 Doppelzentner:

Zement	1,— M.
Ungebrannter kohlensaurer Kalk, gebrannter gelöschter Kalk, Kalkmörtel	frei
Gebrannter kohlensaurer Kalk	0,20 „
Gemahlener Kalk, unverpackt	0,30 „
verpackt	1,— „

Gips, Dolomit, Witherit, Strontianit . . . . frei
Schiefer, rohe Blöcke . . . . 0,10 M.
rohe Platten, Tafel-, Dachschiefer . . . . . . 0,90 „
Pflastersteine bis 10 000 dz im Jahr über zwei noch zu bestimmende Zollstellen aus Belgien und Luxemburg eingehend . . . . frei
Schlackenzementsteine . . . . 0,15 „
Doppel-T-Träger (breit und parallelflanschig., Steghöhe mehr als 60 cm) . . . . 1,50 „

Verordnung über die Abgabe einer Steuererklärung für die Einkommensteuer und Körperschaftssteuer für den Steuerabschnitt, der in der ersten Hälfte des Kalenderjahres 1925 geendet hat (R.-Anz. Nr. 214 v. 12. 9. 1925). Für Steuerabschnitte (Wirtschaftsjahre), die in der ersten Hälfte des Kalenderjahres 1925 geendet haben, sind zur Abgabe einer Einkommensteuererklärung verpflichtet: Steuerpflichtige mit einem Einkommen von über 8000 M. im Jahr. Ferner ohne Rücksicht auf die Höhe des Einkommens solche, bei denen der Gewinn auf Grundlage des Abschlusses der Bücher zu ermitteln ist. Schließlich bei Beteiligung mehrerer Personen an einem Gewerbebetrieb (vgl. § 65 Est. G., besonders Abs. 1, Nr. 2), z. B. an einer offenen Handelsgesellschaft oder Kommanditgesellschaft, die zur Vertretung oder Geschäftsführung befugten Personen.

Auch die Körperschaftssteuerpflichtigen sind zur Abgabe einer Steuererklärung für den gleichen Abschnitt verpflichtet. Außer diesen Steuerpflichtigen kann das Finanzamt noch einzelne andere zur Abgabe einer Steuererklärung besonders auffordern. Die Erklärungen sind vom 1. bis 17. Oktober d. Js. beim zuständigen Finanzamt abzugeben.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland E. V. und Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V.).

Der bisherige Vorsitzende der Gruppe Schlesien des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V., Herr Florentius Brichta, hat mit Rücksicht auf sein Alter und starke geschäftliche Inanspruchnahme sein Amt niedergelegt. Herr Brichta hat in aufopfernder und ersprießlicher Tätigkeit zwei Jahre hindurch seine Kraft dem Gesamtverband und der Gruppe zur Verfügung gestellt. In der Gruppenversammlung am 11. September wurde ihm der Dank der Mitglieder ausgesprochen.

Zum 1. Vorsitzenden der Gruppe wurde nunmehr Herr Dr. Marcus von der Huta, Hoch- und Tiefbau-A.-G., Breslau, und zum stellvertretenden Vorsitzenden Herr Dr. Pfeffer von der Schlesischen Bau-Aktiengesellschaft Pfeffer, Pringsheim & Co., Breslau, gewählt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 27. Aug. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 69 661. Hanns Schaefer, Essen, Gärtnerstr. 49. Im Querschnitt keilige Platte für den Stollenausbau. 18. II. 24.

Kl. 5 d, Gr. 9. J 24 886. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß. Verfahren und Einrichtung zum Einbringen von Bergeversatz. 18. VI. 24.

Kl. 20 i, Gr. 44. F 58 164. Dr.-Ing. Hans Felser, Bensberg, Rh. Vorricht. z. Verhütung d. Überfahrens v. Eisenbahnsignalen. 27. II. 25.

Kl. 80 c, Gr 14. S 64 733. Société des Ciments Français und Bureau d'Organisation Economique, Paris; Vertr.: Pat.-Anw. B. Kugelmann, Berlin SW 11. Ofenanlage zur Herstellung von geschmolzenem Zement. 10. I. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 63 951. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Rollerscheibe für Sieb- und Rechenbänder zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung. 2. IV. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. H 94 057. Dipl.-Ing. Max Hoffmann, Lübeck, Mühlenbrücke 9. Kleinkläranlage, besonders f. Wasserspülaborte, unt. Trennung d. Spülwassers u. der festen Bestandteile. 29. VI. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 3. Sept. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. D 45 778. Adolf Drost, Mülheim-Ruhr, Seilerstr. 17. Verfahren zum Ausbau von Strecken und ähnlichen unterirdischen Bauwerken mit Steinen. 5. VII. 24.

Kl. 20 h, Gr. 4. J 23 442. Dr.-Ing. Franz Jordan, Berlin-Lichterfelde Bismarckstr. 18. Gleisbremse; Zus. z. Anm. J 23 304. 9. II. 23.

Kl. 37 a, Gr. 2. St 37 748. Otto Stein, Beuthen O.-S., Tarnowitzer Straße 34. Eisenbetondecke aus Platten mit Unterzügen und Stützen; Zus. z. Pat. 396 309. 14. III. 24.

Kl. 37 e, Gr. 1. H 97 842. August Heidet, Mulhouse; Vertr.: Dipl.-Ing. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin SW 57. Arbeitsbühne für aus verstrebten Ständern gebildete Arbeitsgerüste. 11. VII. 24. Frankreich 13. VII. 23.

Kl. 81 e, Gr. 32. M 86 294. Maschinenfabrik Hasenclever Akt.-Ges., Düsseldorf. Kippenförderer. 8. IX. 24.

Kl. 84 a, Gr. 6. B 114 434. Albert Büsin, Zuoz, Schweiz; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Wasserkraftanlage mit künstlichem Hochdruckgefälle. 10. VI. 24. Schweiz 8. VI. 23 u. 19. III. 24.

Kl. 84 c, Gr. 2. S 59 065. Société Industrielle de Matériel, d'Entreprise et de Construction, Paris; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Vortreibrohr. 28. II. 22. Frankreich 10. III. 21.

Kl. 84 c, Gr. 3. M 82 022. Jean Mayer, Wiesbaden, Helmundstr. 11. Senkkasten für Wehrschürzen oder ähnliche Einbauten. 13. VII. 23.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Arbeitsausschuß für das Garagenwesen.

Der Arbeitsausschuß für das Garagenwesen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen beschäftigte sich in der letzten Sitzung mit der Gebietseinteilung nach der neuen Bauordnung für Groß-Berlin und den Bedingungen, unter denen Sammelgaragen in den einzelnen Gebieten zulässig sind. Die Verhandlungen darüber sollen noch weiter fortgesetzt werden.

Vortragsreihe der Ortsgruppe Brandenburg.

Die bereits angekündigte Vortragsreihe der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (Ortsgruppe Brandenburg) über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen wird am

Dienstag, den 13. Oktober 1925, abends 7½ Uhr,

im Hause des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (großer Saal), mit einem Vortrag des Herrn Professor Weihe, Technische Hochschule Berlin, mit dem Thema: „Welchen Stand hat der Ersatz der menschlichen Arbeitskräfte durch Maschinen im Bauwesen erreicht und wo muß die weitere Einführung bzw. die Vervollkommnung des maschinellen Betriebes angestrebt werden?" beginnen. Nach dem Vortrag soll eine Aussprache stattfinden. Eintritt frei, Gäste willkommen.

Die nächsten Vorträge werden voraussichtlich wie folgt stattfinden:

2. Vortragsabend: Dienstag, den 3. November d. Js., abends 7½ Uhr, Ort wie oben. „Wie baut Amerika? Können und sollen wir von ihm lernen?"

3. Vortragsabend: Dienstag, den 24. November d. Js., abends 7½ Uhr, Ort wie oben. a) „Wie kann der Unterricht der Baugewerkschulen neben gründlicher Fachausbildung die Erziehung zum wirtschaftlichen Arbeiten vermitteln?" Vortrag des Herrn Oberstudiendirektor Peters, Berlin-Neukölln. b) „Wie kann beim akademischen Studium der Bauwissenschaften der Notwendigkeit wirtschaftlicher Ausbildung Rechnung getragen werden?" Vortrag des Herrn Professor Janssen, Berlin-Wilmersdorf.

4. Vortragsabend: Montag, den 14. Dezember d. Js., abens 7½ Uhr, Ort wie oben. „Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiternachwuchs?"

5. Vortragsabend: Mitte Januar 1926, am gleichen Orte. „Die Normung und Typisierung im Bauwesen und ihre Einführung in die Praxis."

6. Vortragsabend: Anfang Februar 1926, am gleichen Orte. „Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe und die Einführung neuer Bauweisen für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten?"

7. Vortragsabend: Ende Februar 1926, am gleichen Orte. „Die Verbesserung des Wirkungsgrades der menschlichen Arbeit beim Bauen."

8. Vortragsabend: Mitte März 1926, am gleichen Orte. Thema steht noch nicht fest.

Genauere Mitteilung erfolgt durch besondere Einladung zu jedem Vortragsabend.

Das Jahrbuch der D. G. f. B.

Das Jahrbuch der D. G. f. B. wird Ende d. M. durch die Geschäftstelle in sorgfältiger Weise als Drucksache versandt werden. Da wir vom Verlag nur für jedes Mitglied ein Jahrbuch erhalten, können wir Reklamationen nicht berücksichtigen. Mitglieder, die etwa wünschen, daß ihnen das Jahrbuch eingeschrieben zugesandt wird, wollen dies unter Beifügung der Einschreibegebühr von 35 Pfg. der Geschäftstelle mitteilen. Anschriftänderungen bitten wir der Geschäftstelle baldmöglichst mitzuteilen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang | 2. Oktober 1925 | Heft 26

ZUM 80. GEBURTSTAGE VON VIKTOR BRAUSEWETTER.

Der Nestor des österreichischen Betonbaues und Vorsitzende des österreichischen Beton-Vereins und des österreichischen Eisenbeton-Bauausschusses Herr Ingenieur Viktor Brausewetter begeht am 12. Dezember 1925 seinen 80. Geburtstag. Da aus diesem Anlaß Anfang Oktober der Oesterreichische Ingenieur- und Architekten-Verein eine Festversammlung einberufen hat, um des Ehrentages von Viktor Brausewetter zu gedenken, so will es angebracht erscheinen, dem über die Grenzen Oesterreichs hinaus bekannten Ingenieur, seiner umfassenden Tätigkeit und seinen Verdiensten für die Ausgestaltung des Eisenbetonbaues im Bruderlande auch an dieser Stelle eine Würdigung zuteil werden zu lassen.

Viktor Brausewetter wurde am 12. Dezember 1845 in Gumbinnen geboren; hier war sein Vater Regierungsrat. Nach dessen Tode übernahmen Verwandte die Ausbildung des Sohnes. Er absolvierte die deutsche Oberrealschule in Preßburg, studierte darauf an der Technischen Hochschule Hannover vorwiegend unter Prof. Dr. Ritter und Oberbaurat Prof. von Kaven. Auf des letzteren Veranlassung kam er als junger Ingenieur zu den österreichischen Staatseisenbahnbauten und wurde zunächst dem Brückenbaubüro zugeteilt. Hier wurde ihm die verantwortliche Aufgabe gestellt, als Bauleiter die Stadlauer Donaubrücke zu bauen. Nach deren Vollendung wurde er zu den Trassierungs- und Bauausführungsarbeiten der Mährisch-Schlesischen Zentralbahn versetzt, um später von hier aus in die Dienste der Waagtalbahn zu treten. Hier wurde er im Jahre 1873 Bauinspektor und mit der gesamten Leitung sämtlicher technischer Abteilungen der Waagtalbahn betraut. In dieser Stellung führte er auch den Ausbau der Bahnlinien Tyrnau—Szered und Tyrnau—Trancsin durch.

Bei Übergang der Waagtalbahn an den ungarischen Staat trat Brausewetter nicht in den Staatsdienst über, sondern gründete in Preßburg ein technisches Büro. In dieser Zeit trat er auch in Beziehungen zu Adolf Baron Pittel, der in Weißenbach an der Triesting eine Romanzementfabrik eröffnete und sich in weiterer Folge der Ausführung von Betonbauten zugewendet hatte. Viktor Brausewetter erreichte, daß die Stadt Preßburg ihre gesamte Kanalisation aus Betonkanälen auszuführen sich entschloß. Es war dies die erste Entwässerung, die in der österreichisch-ungarischen Monarchie in Portland-zement-Stampfbeton durchgeführt wurde und somit für Oesterreich eine Fortentwicklung von dessen Betonindustrie bedeutete. Eine weitere Folge war die Gründung der Firma Pittel und Brausewetter 1888 in Preßburg, die sich nunmehr vollkommen dem Betonbau widmete. Nach Austritt Pittels im Jahre 1897 blieb Brausewetter zunächst alleiniger Eigentümer der Fabrik, in die späterhin neben seinem Sohne auch sein langjähriger Prokurist Oberingenieur Dr.-Ing. Konrad Kluge als Gesellschafter eintrat.

Weitere Firmen und Unternehmungen wurden in Budapest, in Wien, in Prag, in Bielitz, in Sofia und an anderen Stellen des Auslandes gegründet. Diese Firmen trugen mit ihren bedeutsamen Ausführungen überall dazu bei, dem Beton- und Eisenbetonbau neue Wege zu bahnen und ihn immer mehr und mehr in das Bauschaffen jener Zeit einzuführen.

Außer mit der Leitung seiner Unternehmungen beschäftigte sich Viktor Brausewetter aber vielfach auch mit der wissenschaftlichen Vertiefung des Betonbaues. Seinen Anregungen sind beispielsweise die großen grundlegenden Versuche des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins zu danken, deren Ergebnisse in dem bekannten Berichte des Gewölbeausschusses niedergelegt sind. Als im Jahre 1906 der Eisenbetonausschuß des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins ins Leben trat, übernahm nach dem bald erfolgten Hinscheiden des ersten Vorsitzenden Viktor Brausewetter die Ausschußleitung, die er heute noch innehat. In gleichem Sinne wurde er, als im Jahre 1907 der Oesterreichische Beton-Verein gegründet wurde, dessen Präsident. Auch diesem Amte ist er treu geblieben.

Heute sieht Viktor Brausewetter auf eine 57jährige reiche Tätigkeit im Dienste des Betonbaues und Eisenbetonbaues zurück, auf eine großzügige Arbeit, die der Allgemeinheit zum Segen gereicht hat. Möge es dem seltenen Menschen, dem sich ausgezeichneter körperlicher und geistiger Frische noch heute erfreuenden Pionier des Betonbaues beschieden sein, mit seiner reichen Erfahrung und seinem großen Wissen die österreichischen Fachgenossen und den gesamten, nicht an die Landesgrenzen gebundenen Beton- und Eisenbetonbau noch durch manches Jahr zu fördern und zu unterstützen. Das ist der herzliche Wunsch, der dem Achtzigjährigen heute von allen deutschen Fachgenossen dargebracht wird. M. F.

DIE FESTHALLE FÜR DAS ERSTE SÄCHSISCHE SÄNGERBUNDESFEST, DRESDEN, 1925.

Von C. Kersten.

Übersicht. Die Dresdener Holzgroßhalle zeigt Dreigelenkbogenbinder von 78 m Stützweite. Die Konstruktion wird besprochen und hierbei auch der Greimschen Krallenplatten Erwähnung getan. Der Bau wurde in 7 Wochen fertiggestellt und kostete etwa 350 000 M.

Für das erste sächsische Sängerbundesfest, welches vom 20. bis 23. Juni 1925 in Dresden stattfand, wurde von Baumeister Ernst Noack, ehem. Kgl. Hofzimmermeister in Dresden, eine Festhalle erbaut [1]), die für 12 000 Sänger, sowie für 15 000 Sitz- und 5000 Stehplätze Raum bieten mußte. Bevor auf Einzelheiten dieser bemerkenswerten Bauausführung eingegangen wird, sei darauf aufmerksam gemacht, daß in Dresden bereits im Jahre 1900 von Noack eine 50 m weit gespannte Halle für das damalige Deutsche Bundesschießen nach Maßgabe der in Abb. 1 wiedergegebenen Systemskizze erbaut wurde, über die u. a. in Böhm, Handbuch der Holzkonstruktionen, berichtet wird. Die Halle benötigte etwa 0,17 m³ Kantholz für den m² bebaute Grundfläche und kostete rd. 10,60 M. für den gleichen m². Weiterhin sei auf den Entwurf einer Festhalle hingewiesen, der gelegentlich der Feier des 500 jährigen Bestehens der Universität Leipzig im Jahre 1909 von Noack ausgearbeitet und eingereicht wurde. Dieser bemerkenswerte Entwurf, der als ein Vorläufer der Dresdener Großhalle angesehen werden kann, ist in der Beilage „Der Holzbau" der Deut-

[1]) Die Unterlagen für die nachfolgende Besprechung sind von der Firma Ernst Noack für die Zwecke einer Veröffentlichung dem Verfasser des Aufsatzes freundlicherweise zur Verfügung gestellt worden.

schen Bauzeitung 1921, S. 73, in seinen Grundgedanken veröffentlicht worden. Bei 12 448 m² Grundrißfläche war ein Einheitspreis von 8,26 M. für den m² bebaute Fläche errechnet worden. Die Eindeckung sollte durch wasserdichtes Segeltuch erfolgen.

Abb. 1.

Die Ausführung der neuen Dresdener Festhalle erfolgte gemeinsam mit den Firmen Louis Geyer Nachf. und Gebr. Fichtner, beide in Dresden. Die Ausarbeitung des Entwurfes sowie die Herstellung der statischen Berechnungen für sämtliche Bauteile lag in den Händen der Firma Ernst Noack. Die Halle ist 132 m lang, 70 m breit und im Scheitel des Bogens 21,25 m hoch; die Laterne hat eine Höhe von 3,25 m. Insgesamt sind 11 fachwerkgegliederte Kastenbinder in Dreigelenkbogenform verwendet worden, deren Stützweite 78 m beträgt. Das Scheitelgelenk liegt 20,50 m über dem Fußboden. Die Feldweite der Doppelbinder beträgt 12,90 m, die Mittenentfernung der einzelnen Binder je 2,50 m. — Die Berechnung der Binder bietet nichts sonderlich Bemerkenswertes. Die Form des Bogens wurde in bekannter Weise durch Zeichnung der Stützlinien für 2 Belastungsfälle — Volllast durch Eigengewicht und Windlast einseitig — gefunden. Bei der genauen Ausarbeitung wurden die Stabkräfte durch Cremonapläne ermittelt; die gefundenen Größtwerte sind in Abb. 5 angegeben. Unter Anwendung der Tetmajer-Formeln ergaben sich für die Fachwerkstäbe 4 Hölzer 8/12 cm, welche nach Maßgabe der Abb. 6 acht Zentimeter über die senkrecht und 10 cm über die wagerechte Achse auseinander gelegt wurden. Die größte Druckbeanspruchung betrug hierbei 58 kg/cm². Die Diagonalstäbe wurden durchgehend 12/12 cm und die Vertikalstäbe je 2 × 8/14 cm ausgeführt. Die Gurthölzer laufen über je 4 Felder ohne Stoß durch. Durch entsprechende Versetzung

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

der Stöße erreichte man, daß im Stoß immer noch ¾ des Gesamtquerschnittes voll durchlief. Nur der erste Knickpunkt des Obergurtes, welcher verhältnismäßig scharf war, wurde gemäß Abb. 6 als vollkommener Stoß konstruktiv durchgeführt; die zu übertragenden Kräfte wurden durch aufgelegte Stoßlaschen bei Verwendung Greimscher Krallenplatten aufgenommen.

Abb. 5.

Entgegen den zu Anfang des Aufsatzes erwähnten Noackschen Hallenentwürfen der Jahre 1900 und 1909 ist hier der Horizontalschub nicht durch Zugbänder aufgenommen worden; es wurde vielmehr die gesamte Auflagerlast auf einen Pfostenrost übertragen, der so reichlich bemessen war, daß die größte Bodenbeanspruchung im ungünstigsten Fall den Wert von 0,8 kg/cm² nicht überschritt. Die Fundamente bestanden aus Rundholzböcken, deren Stützhölzer 16 bis 18 cm stark waren. Die Binderfüße, welche aus dem übrigen Hallenkörper nach Ausweis der Abb. 10 heraustraten, wurden durch Auseinanderziehen der Gurtungen auf 1,30 m verbreitert. Außerdem wurde unter dem Ober- und Untergurt je eines Binderkastens zwecks Erzielung gleichmäßiger Druckverteilung je 1 [N. P. 30 untergelegt.

Abb. 6.

Das Scheitelgelenk wurde, um ein völlig freies Arbeiten des Binders zu gewährleisten, als Wälzgelenk ausgebildet; Abbildung 5 gibt näheren Aufschluß hierfür. Die Endfelder eines jeden Binderbogens versteifte man durch doppelte, diagonal übereinander gelegte Kanthölzer. Im übrigen sei auf die genannte Abbildung verwiesen.

Bei den Knotenpunktausbildungen begnügte man sich mit einfachen, in jeder Beziehung aber sachgemäß ausgeführten zimmermannsgemäßen Verbindungen. Nur an den Knotenpunkten, wo größere Kräfte zu übertragen waren (so auch an den Fußpunkten der Binder), wurden die schon einmal erwähnten Krallenplatten der Firma Metzke & Greim, Berlin, verwendet. Das Wesen dieser Platten wird als bekannt vorausgesetzt. Bei einer schon im Jahre 1923 vorgenommenen Prüfung in Berlin-Lichterfelde ergab sich der aus Abb. 12 ersichtliche Verschiebungsplan. Um den Grad der Mitwirkung der Schraubenbolzen zu erkennen, wurde der Dübelverbindung A die reine Bolzenverbindung D gegenübergestellt.

Abb. 7.

Die Pfetten der Längsträger sind durchgehend 8/14 cm stark ausgeführt und nach Maßgabe der Abb. 4 durch große Kopfbänder in den Drittelspunkten unterstützt. Diese Bänder dienen gleichzeitig zur Aussteifung der Untergurte der Kastenbinder. Der in der Grundrißebene gemessene Abstand der Pfetten ist 2,50 m. Die zum Tragen der Schalung dienenden Sparren hatten eine Stärke von 3/12 cm und wurden an den Schalungsstößen doppelt angeordnet.

Die Giebelwände erhielten eine Aufteilung, wie sie die Abb. 7 zeigt. Die hervortretenden Pfeiler dienten zur Aufnahme der Windlasten. Bei der Berechnung wurde das halbe Windmoment von dem dem Winde zugekehrten Pfeiler aufgenommen, und die andere Hälfte vermittels der Pfetten und des Längsverbandes auf den dem Winde abgelegenen Pfeiler abgeleitet. Die Pfeiler wurden durch Eingraben und Belasten der Füße als theoretisch eingespannt betrachtet.

An der Hinterseite der Halle wurde die Sängertribüne für 12 000 Personen, ein einfaches Holzgerüst mit Balkenlage und Stufenkeilen, angeordnet. Der höchste Punkt der Tribüne liegt 7,48 m über dem Hallenfußboden. Darunter sind Garderoben und sonstige Wirtschaftsräume eingebaut. Der Zugang zur Tribüne wurde nach Ausweis der Abb. 7 durch eine große Rampe mit Aufgangsfreitreppen vermittelt.

Die Beleuchtung der Halle erfolgt in der Hauptsache durch die Giebelfenster. Der Umstand, daß in den Nachmittagsstunden, in welchen die Hauptveranstaltungen stattfanden, die Sonne gegen den mit den größten Fensterflächen versehenen Westgiebel stand, kam der Lichtzuführung sehr zu statten. Die Fenster wurden mit lichtdurchlässiger, regendichter Leinewand geschlossen, die zur Steigerung des Lichteffektes mit Spindelöl gestrichen wurde. Die ganzen Umfassungen der Halle sind 18 mm stark verschalt.

Über die Ausführung des Bauwerkes sei noch das folgende kurz berichtet: Das Abbinden sämtlicher Bauteile geschah an der Baustelle; der Schnürboden lag vor der einen Stirnwand. Die fertigen Binderhälften wurden mit Hand über den Hallenplatz bis zur Verwendungsstelle getragen, wozu etwa 90 Mann antreten mußten. Am Bauplatz waren alle notwendigen Maschinen aufgestellt, so daß hier dieselben Arbeitsmöglichkeiten gegeben waren wie in der Werkstatt.

Das Aufziehen der Binder erfolgte auf einem dreiteiligen fahrbaren Gerüst, das später auch als Arbeitsgerüst für den gesamten Dachausbau Verwendung fand. Die vorderen zwei Teile waren immer so gestellt, daß an der Stirnseite der Binder gezogen wurde und auf der Plattform des ersten Gerüstes der Längsverband mit dem letzten stehenden Binder eingebaut wurde. Über dem zweiten Gerüstfeld verlegte man dann die Sparren und die Dachschalung.

Abb. 9.

Abb. 11.

Abb. 8.

Abb. 10.

Der Beginn des Baues erfolgte am 27. März 1925. Das Abbinden und Aufstellen der Binder einschl. Einbau aller Längsverbände war am 18. Mai beendet, wobei größtenteils zwei Schichten arbeiteten. Trotz mehrfacher Störungen durch Arbeitsniederlegungen war es möglich, die Halle bis zum 19. Juni vollkommen fertigzustellen.

Abb. 12.

Der Gesamtverbrauch an Holz belief sich auf etwa 2200 m³ Kantholz und Bretter (das sind rd. 0,24 m³ für den m² überbaute Fläche), ferner etwa 22 000 kg Eisen für Bolzen, Krallenscheiben, Nägel und Klammern (das sind rd. 2,4 kg für den m² überbaute Fläche). Die Gesamtbaukosten der Halle stellten sich auf etwa 350 000 M., also auf rd. 38 M. für den m² überbaute Fläche.

Zu den Abbildungen des Aufsatzes sei ergänzend noch das folgende bemerkt: Abb. 4 u. 5 zeigt die konstruktive Durchbildung des Binders, die Ausbildung der Widerlager, die Längsverbände und eine Zusammenstellung der größten Stabkräfte. Die konstruktive Durchbildung des Ostgiebels mit der Treppenrampe und den großen Windstützen bietet die Abb. 7. Abb. 8 veranschaulicht die Ausbildung der Widerlager, während Abb. 9 einen Blick in den Innenraum der noch im Rohbau befindlichen Halle gewährt. Und schließlich bringt Abb. 10 eine Aufnahme der fertigen Halle in ihrer einfachen und doch durchaus monumental wirkenden äußeren Formgebung, die dem Erbauer des Ganzen, Ernst Noack, alle Ehre macht. Bedauerlich nur, daß Bauwerken solcher Art, die zweifelsohne etwas Außergewöhnliches darstellen, nur ein so kurzes Dasein beschieden ist; die Halle wird noch im Herbst dieses Jahres wieder abgebaut. Volkswirtschaftliche Erwägungen lassen den Wunsch berechtigt erscheinen, derartige Großkonstruktionen, die doch immerhin zu ihrer Erstellung bedeutende Summen erfordern, nicht nur einem Zwecke dienen zu lassen.

DAS INSTITUT FÜR BETON UND EISENBETON AN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN KARLSRUHE i. B.

Von E. Probst.

Die im Winter 1919/20 ins Leben gerufene und unter äußerster Sparsamkeit errichtete Bautechnische Versuchsanstalt für Beton und Eisenbeton, über die im „Bauingenieur" 1920 berichtet wurde, konnte sich nach dem damals in allen Einzelheiten dargelegten Programm des Verfassers weiter entwickeln.

Die begonnenen wissenschaftlichen Arbeiten konnten trotz der allgemeinen schwierigen Verhältnisse z. T. fortgesetzt, z. T. beendet werden. Neue Arbeiten wurden in Angriff genommen dank einer Stiftung der Helmholtz-Gesellschaft und dank der Förderung durch wenige Vertreter der Bauindustrie.

Abb. 1.

Im Anschluß an die Vorlesungen und Konstruktionsübungen war den Studierenden des Bauingenieurwesens und der Architektur Gelegenheit geboten, Übungen im Laboratorium auszuführen, von der reichlich Gebrauch gemacht wurde.

Es war ferner möglich, Fortbildungskurse für ältere Fachleute abzuhalten, die leider infolge Raummangels und Mangels an Personal nicht allen aus der Praxis geäußerten Wünschen Rechnung tragen konnten.

Schließlich konnte die unentbehrliche Fühlung mit der Praxis und deren Bedürfnissen durch Arbeiten aufrecht erhalten werden, die für die Industrie ausgeführt wurden. Aus den Erträgnissen dieser Arbeiten und kleinen Stiftungen konnte bei größter Sparsamkeit im Betrieb ein Teil der Mittel für die Fortführung wissenschaftlicher Arbeiten beschafft und der schrittweise Ausbau des Instituts gefördert werden.

Mit dem Fortschritt der Arbeiten wurde das Institut sehr bald erweiterungsbedürftig, und gleichzeitig sollte das seinerzeitige Provisorium einem Bau Platz machen, in dem unter günstigeren Bedingungen gearbeitet werden sollte als es bisher möglich war.

Die Notwendigkeit der Erweiterung war schon dadurch gegeben, daß die Prüfungsmaschinen nicht im Institut selbst, sondern in einem etwa 50 m entfernt gelegenen Raume

untergebracht waren. Der Transport von Versuchskörpern nach dem Prüfungsraum stellte eine wesentliche Betriebserschwernis dar, was bei dem Mangel an Hilfspersonal manchmal den Fortschritt der Arbeiten beeinträchtigte.

Die Grundrißgestaltung (Abb. 2) zeigt (der bisherige Bau reicht bis zum neuen Treppenhaus) zunächst die Angliederung eines Treppenhauses mit einer Eisenbetontreppe, an das sich nach Süden der neue Maschinenraum anschließt. Da der Neubau auf die Höhe des alten Gebäudes hochgeführt werden mußte, entstanden über dem Maschinenraum im Obergeschoß zwei Räume, die das Bedürfnis nach einem zementchemischen Laboratorium und noch einem Lagerraum für Versuchskörper befriedigen.

Die frühere Holztreppe von der Werkstätte nach dem Obergeschoß wurde entfernt, wodurch nicht allein ein neuer

Abb. 2. Grundriß des ganzen Baues.

Raum im Obergeschoß gewonnen, sondern die Werkstätte auch vergrößert werden konnte.

Die Konstruktion des Erweiterungsbaues (Abb. 3a u. b) ist ein Eisenbetonrahmenbau mit Backsteinausriegelung (Hohlmauer). Die Eisenbetonrahmen und die Eisenbetondecken wurden mit hochwertigem Portlandzement ausgeführt, der von der Süddeutschen Zementverkaufsstelle Heidelberg kostenlos zur Verfügung gestellt wurde. Hierdurch war zugleich die Möglichkeit gegeben, an einem praktischen Beispiel die Vorteile zu studieren, die sich für die statische Berechnung und die Ausführung von Eisenbetonbauten durch Verwendung hochwertiger Zemente ergeben können.

Über die Bauausführung im einzelnen sei folgendes mitgeteilt:

Das Gerippe des Neubaues in der östlichen und westlichen Umfassungswand (Abb. 3a) besteht aus dreistieligen Stockwerksrahmen mit je einem einstöckigen dritten Feld für die Korridordecke und einem zweistieligen Rahmen in derselben Richtung. Über diese spannen sich die rd. 100 qm großen Eisenbetontreppendecken des Erd- und Obergeschosses. Dem Eingang gegenüber führt eine Eisenbetonwangentreppe über ein Podest zum Obergeschoß.

Für den Beton wurde hochwertiger Zement verwendet; die zulässige Druckbeanspruchung wurde dementsprechend bei den Decken bis zu 70 kg/cm² und für die Rahmen bis zu 50 kg/cm² der statischen Berechnung zugrunde gelegt.

Da der Bau gleichzeitig als Versuchsbau ausgeführt werden sollte, wurde mit den ausführenden Firmen ein ausführliches Bauprogramm aufgestellt, in dem die Schalungs- und Betonierungsfristen sowie vor allem die Ausschalungstermine genau festgelegt waren.

Nachdem am 20. und 21. März einige Fundamente für die Rahmenfüße betoniert waren, konnte am 23. März mit dem

Obergeschoß.

Erdgeschoß.

Abb. 3a. Grundrisse des Anbaues.

Aufstellen der Schalung und dem Verlegen der Eisen für das Erdgeschoß begonnen werden. Diese Arbeit sowie das Aufstellen und Einrichten der Mischanlage, Anfuhr von Kies und Schalungsmaterial waren am Ende der Woche, also am 28. März vollendet, so daß am 30. und 31. März das Erdgeschoß mit Ausnahme der Treppe betoniert werden konnte.

Innerhalb 30 Tagen (29. April) nach Beginn der Hauptbauarbeiten war der ganze Rohbau fertiggestellt, was nur durch die rasche Beseitigung von Schalung und Rüstung möglich war.

Der für das Erdgeschoß verarbeitete hochwertige Zement war aus dem Zementwerk „Nürtingen“, während für das Obergeschoß „Lengfurter“ hochwertiger Zement verwendet wurde.

Maschinenhaus. Treppenhaus.

Abb. 3b. Querschnitte durch den Anbau.

Das zur Verwendung kommende Zuschlagsmaterial war scharfer, reiner Rheinkiessand mit einem größten Korn von 3 cm. Die Mischungen wurden im Verhältnis 1 : 6 wegen der besseren Durcharbeitung des Gemenges trotz der geringen notwendigen Betonmassen durch einen Trommelmischer hergestellt. Dabei wurde auf die Wasserzugabe zur Erzielung größtmöglicher Gleichmäßigkeit und Zweckmäßigkeit der Betonkonsistenz besondere Aufmerksamkeit verwendet. (Auf die Einzelheiten dieses Versuchsbaues mit hochwertigem Zement soll bei anderer Gelegenheit zurückgekommen werden.)

Abb. 3c.

Der alte und der neue Bau konnten bei der Erweiterung durch Einhaltung der Fensterachsenteilung des ersteren mit Hilfe einer schlichten Putzarchitektur einheitlich zusammengefaßt werden (vgl. Abb. 1).

Ein von der Firma Brenzinger-Freiburg gestiftetes und ausgeführtes Kunststeinportal, Abb. 3c, (von dem Freiburger Architekten Meckel entworfen) das dem Besucher ein Musterbeispiel der Betonwerksteinkunst zeigen soll, führt zunächst in das Treppenhaus des Instituts. Von diesem Haupteingang gelangt man in den Keller des alten Gebäudes und in das Obergeschoß des gesamten Hauses.

Im Erdgeschoß betritt man vom Treppenhaus aus südlich den neuen Maschinenraum, nördlich den Betonierraum II, an den sich weiter nördlich die Werkstätte und östlich der Betonierraum I anschließen.

Nach Osten hin schließt sich der seinerzeit zur Beobachtung von Temperatur- und Feuchtigkeitsverhältnissen mit Betonhohlsteinen errichtete Querbau an.

Hier sind im Erdgeschoß der Zementnormenraum, ein Lagerraum für Versuchskörper und ein Praktikumsraum für Studierende untergebracht.

Im Keller befinden sich die Räume für Schwindmessungen, über die besonders berichtet wurde.

Im zweiten Geschoß des Instituts gelangt man vom Treppenhaus auf der einen Seite (südlich) in das chemische Laboratorium mit Lagerraum, auf der anderen Seite (nördlich) in die Büro- und Sammlungsräume und den Raum für Mikrophotographie.

Der Hauptkeller ist für die Lagerung von Zementen und für die Aufbereitung und Analysierung von Mörtel und Betonzuschlagsstoffen bestimmt.

An der nördlichen Außenwand des Betonierraums I steht eine Anlage zu Versuchen mit Gußbeton. Sie umfaßt einen 10,5 m hohen und einen 7,5 m hohen eisernen Fachwerkturm mit Laufsteg und Rinnenanlage mit drehbarem ausbalanziertem Rinnenendstück.

Die Maschinen und Apparate sind auf die Institutsräume wie folgt verteilt:

Es stehen im Maschinenraum:

eine 500 t Druckpresse von Amsler-Schaffhausen,

eine 400 t Universalmaschine für Würfel-, Säulen- und Balkenprüfungen der M.A.N.,

eine 100 t Druckpresse für Würfelprüfungen, und

eine 30 t Biegemaschine, beide von der Maschinenfabrik Losenhausen-Düsseldorf,

eine 30 t Universalmaschine für Zug-, Druck- und Biegeversuche von der Firma Mohr & Federhaff in Mannheim,

eine 10 t Maschine für wiederholte Belastungen der Maschinenfabrik Losenhausen-Düsseldorf.

Es ist zu erwarten, daß die Aufstellung der zur Fortsetzung der Untersuchungen mit wiederholten Belastungen notwendigen 50 t Maschine demnächst erfolgen kann.

Zwei Glasschränke beherbergen die Feinmeßapparate für Elastizitätsmessungen, Durchbiegungsmessungen und Spannungsmessungen sowie die Kontrollzylinder.

Der Betonierraum II enthält eine Einrichtung für die Untersuchung der Wasserdichtigkeit von Beton und Eisenbeton und eine Mischmaschine System Eirich.

In der Werkstätte, in der die vorkommenden Schlosserarbeiten besorgt werden, sind eine Drehbank, eine Eisenhobelmaschine, eine Schleifmaschine und ein Schleiftisch zur Zurichtung von Betonproben aufgestellt.

Der Betonierraum I enthält:
eine Sonthofener Betonmischmaschine mit Förderkübel nach der Gußbetonanlage,
eine Betonsäge,
eine fahrbare Martenssche 300 t Presse,
einen Ausgleichtisch und einen Betonkonsistenzmesser.

Der Normenraum enthält die übliche Normeneinrichtung mit Hammerapparat, Mörtelmischtrommel, 50 t Normenpresse, Zerreißapparat und Behältnisse zur Lagerung der Zementnormen.

Im Mikrophotographenraum im Obergeschoß des Instituts steht ein großer Mikrophotographenapparat, ein Kinoaufnahme- und ein Kinowiedergabeapparat. Ein kleiner Leitzscher Mikrophotographenapparat, ein Zeiß-Photographenapparat und ein Mikroskop mit Polarisationseinrichtung ergänzen die Ausstattung dieses Raumes.

Der Hauptkeller des Instituts enthält eine weitere Einrichtung für Wasserdichtigkeitsuntersuchungen, die Behältnisse für die Zementlagerung und die Siebsätze für die Kiessandaufbereitung bzw. Untersuchung.

Der Arbeitsgang in der Versuchsanstalt von der Herstellung der Versuchskörper bis zu deren Prüfung gestaltet sich wie folgt: Die im Kellergeschoß aufbereiteten Betonmaterialien werden mit Hilfe der in den Keller hinabreichenden Aufzugsmulden der Betonmischmaschinen des ersten Geschosses in die Mischmaschine verbracht und dort gemischt. In unmittelbarer Nähe der Mischmaschine wird der Beton verarbeitet, soweit dies nicht im Sommer im Freien geschieht. Die Versuchskörper werden gleich daneben bis zur Prüfung gelagert. Auf Rollwagen werden die Versuchskörper vom Lagerraum oder von außen dem Prüfungsraum und den einzelnen Prüfungsmaschinen zugeführt. Die von der Praxis zur Prüfung eingesandten Probewürfel werden im Betonierraum II auf einer beweglichen 300 t Presse geprüft.

Der Entwurf des Erweiterungsbaues, der den früheren Bauten im Rahmen des gesamten Baues neue Gestalt geben mußte, wurde im Institut unter Leitung des Assistenten Dr.-Ing. Arch. A. Hummel ausgearbeitet, dem auch die Bauleitung anvertraut war. Für diese gebührt ihm der besondere Dank des Instituts.

Die Eisenbetonarbeiten wurden von der Firma Th. u. O. Hessig, Unternehmung für Beton- und Eisenbetonbau im Hoch- und Tiefbau, Karlsruhe, die Maurer- und sämtliche anderen Bauarbeiten von dem Baugeschäft Karl Wohlwend, Karlsruhe ausgeführt, die allen insbesondere an den Probebau gestellten Forderungen gerecht wurden.

Die neu eingerichtete Zentralheizung stammt von der Firma Rietschel & Henneberg G. m. b. H. in Karlsruhe. Kraft- und Lichtleitung wurde von der Firma Wilh. Lipp, Karlsruhe ausgeführt.

Mit den vorstehend dargelegten baulichen Ausgestaltungen hat das Institut für Beton- und Eisenbetonbau nunmehr ein Heim gefunden, in dem der bisher beschrittene Weg weiter ausgebaut werden soll.

Zusammenstellung der in dem Institut bisher ausgeführten größeren Arbeiten:

a) Veröffentlichte Arbeiten:

1. Neue Methoden bei der Untersuchung von Beton und Eisenbeton, veröffentlicht von E. Probst „Bauingenieur" 1920, mit Sonderabdruck.
2. Die Prüfung der Wasserdichtigkeit von Beton und Eisenbeton, veröffentlicht von E. Probst „Bauingenieur" 1921, mit Sonderabdruck.
3. Der Einfluß der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe von Eisenbetonmischungen auf die Druckfestigkeit und -elastzität, Doktorarbeit von J. Kortlang, auszugsweise veröffentlicht im „Bauingenieur" 1921.
4. Die Entstehung des Porenvolumens im Beton und seine Beziehung zur Dichtigkeit und Festigkeit, Doktorarbeit von F. Maier, auszugsweise veröffentlicht im „Bauingenieur" 1922.
5. Die Einwirkung von Magnesiumsulfatlösungen auf Mörtel und Beton. Untersuchungen für die Emscher Genossenschaft. Ergebnisse, vorgetragen von Dr. L. Zimmermann auf der Tagung des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten, Februar 1924, veröffentlicht in dem Protokoll des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten.
6. Über Volumenveränderungen, die Festigkeit und Wasserdichtigkeit von Beton bei Verwendung von Portlandzement und hochwertigem Tonerdezement, Doktorarbeit von A. Hummel, auszugsweise veröffentlicht im „Bauingenieur" 1924 mit Sonderabdruck.
7. Zum Verhalten des Tonerdezementes gegenüber chemischen Angriffen, veröffentlicht von A. Hummel im „Bauingenieur" 1924.
8. Temperaturänderungen in Betonkörpern infolge der Abbindewärme und unter dem Einfluß der Umgebungstemperatur und der Sonnenbestrahlung, Doktorarbeit von W. Lydtin, auszugsweise veröffentlicht im „Bauingenieur" 1924.
9. Das Wesen des Gußbetons. Eine Studie mit Hilfe von Laboratoriumsuntersuchungen, Doktorarbeit von G. Bethke, veröffentlicht im Verlag Springer 1924.
10. Über den Einfluß des Sandgehaltes und des Wassergehaltes auf die Konsistenz und Festigkeit von Beton, veröffentlicht von A. Hummel „Bauingenieur" 1924.
11. Einfluß wiederholter Belastungen auf Elastizität und Festigkeit von Beton und Eisenbeton, veröffentlicht von E. Probst in der Festschrift zur Hundertjahrfeier der Technischen Hochschule „Fridericiana" zu Karlsruhe 1925.

b) Unveröffentlichte größere Untersuchungen:

1. Elastizitäts-, Festigkeits- und Wasserdichtigkeitsuntersuchungen an Beton mit und ohne bayrischen Trass.
Versuche über die Einwirkung von magnesiumsulfathaltigem Wasser auf das Verhalten von Betonkörpern mit und ohne bayrischen Trass.
Ausgeführt 1921/22 im Auftrage der Bayrischen Trasswerke München.
2. Versuche an Eisenbetondruckrohren mit innerem Wasserdruck. Ausgeführt 1922 im Auftrage der Fa. Dyckerhoff & Widmann Karlsruhe/Biebrich.
3. Probebelastungen an einer Hohlsteindecke, System Schneider, mit Durchbiegungsmessungen. Ausgeführt 1922 im Auftrage des Ingenieurbüros A. Schneider Karlsruhe.
4. Normenuntersuchungen, Festigkeits-, Wasserdichtigkeits- und Schwinduntersuchungen an Mörtel und Beton mit und ohne „Sika". Ausgeführt 1922/23 im Auftrage der Firma Caspar Winkler, Zürich.
5. Untersuchungen zur Bestimmung günstiger Betonmischungen für die Schwarzenbach-Sperre. Ausgeführt 1923 im Auftrage des Bauamts für das Murgwerk.
6. Herstellung von Betonschliffen und Mikrophotographien an Gußbeton. Ausgeführt August-September 1923 im Auftrag des Neubauamtes für die Hafenerweiterung Geestemünde.
7. Temperatur- und Festigkeitsbeobachtungen an einem Versuchsbau aus Hohlsteinen.
Verhalten von Schlackenbetonmischungen gegenüber Feuchtigkeit. Ausgeführt 1922/23 im Auftrag der Benzinger G. m. b. H. Graben-Neudorf.
8. Wasserdichtigkeitsuntersuchungen für den Schleusenbau Ymuiden. Ausgeführt 1922/23 im Auftrag der Firma Dyckerhoff & Widmann, Biebrich.
9. Untersuchung über das chemisch-gebundene Wasser im Beton. Wasserdichtigkeitsuntersuchungen an Gußbeton.
Ausgeführt 1923/24 im Auftrag des Neubauamts für die Hafenerweiterung Geestemünde.
10. Versuche über die Gießbarkeit, Festigkeit und Wasserdichtigkeit von Betonmischungen für die Schwarzenbach-Talsperre. Ausgeführt 1924 im Auftrag der Siemens-Bauunion, Forbach.
11. Baustoffuntersuchungen für den Bau des Hornberger Talüberganges (Bestimmung günstiger Betonmischungen). Ausgeführt 1923/24 im Auftrag der Reichsbahndirektion, Karlsruhe.
12. Versuche über die Haftung von Tonerdezementputz auf Portlandzement. Ausgeführt 1924/25 im Auftrag der Emscher Genossenschaft.
13. Versuche über die Wasserdurchlässigkeit von Gußbeton. Ausgeführt 1925 im Auftrag der Siemens-Bauunion, Forbach.
14. Untersuchungen an Mörteln und Beton aus hochwertigem und gewöhnlichen Portlandzementen; Festigkeits- und Elastizitätsuntersuchungen, Schwindmessungen. Ausgeführt 1924/25 im Auftrag der Süddeutschen Zementverkaufsstelle, Heidelberg.
15. Untersuchungen über den Schutz von Portlandzementbeton vor chemischen Angriffen durch Aufbringen von Tonerdezementputz verschiedener Stärke und verschiedenen Mischungsverhältnisses. Ausgeführt 1925 im Auftrag der Emscher Genossenschaft.
16. Untersuchungen über das Verhalten von Portlandzement- und Trasszement-Mörteln in Hafen- und Seewasser bei warmer und kalter Lagerung. Ausgeführt 1925 im Auftrag des Hafenbauamts Bremen.

PROFILWERTE.

Von Gewerbeschulrat E. Dieckmann, Oberstudiendirektor i. R., Barmen.

Nach dem Ministerialerlaß vom 25. Februar dieses Jahres sind auf Zerknicken beanspruchte Eisenstäbe oder Stützen nach dem ω-Verfahren zu berechnen. Zur Bestimmung des w-Wertes muß der Schlankheitsgrad $s_k : i$ (Knicklänge durch Trägheitsradius) des Stabes, somit der Querschnitt bekannt sein. Diesen findet man am leichtesten an der Hand der im Erlaß angegebenen, in Heft 5 der vorliegenden Zeitschrift auch schon veröffentlichten Näherungsformeln, worin der Profilwert $J : F^2$ vorkommt. Für diesen Profilwert sind a. a. O. zwar auch schon Mittelwerte für einige der am häufigsten verwandten Querschnittsformen aus Normalprofilen angegeben; doch ist ihre Zahl so gering, daß eine Erweiterung der Tabellen sicherlich vielen willkommen sein dürfte. Dies veranlaßt mich, nachstehend eine Übersicht über Profilwerte zu veröffentlichen, die ich zunächst für die 13. Auflage der bekannten Schultz-Dieckmannschen Tabellen[1]) berechnete. Bei der vorliegenden Zusammenstellung gab ich nur eine Dezimalstelle an, weil dadurch die Annahme eines Mittelwertes für eine Reihe von Nummern eines Profils erleichtert wird, zumal die angegebene Genauigkeit in den weitaus meisten Fällen genügen dürfte. In den oben erwähnten Tabellen sind die Profilwerte genauer angegeben, in der Regel auch die Werte $0{,}577\ k$ und $0{,}675\ k$. — In den nachstehenden Tabellen bedeuten: b_1 und b_2 die Schenkellängen der Winkeleisen, t_1, t_2 und t_3 ihre Dicken. Ferner ist a_0 der lichte Abstand der Winkel- und **U**-Eisen, a_1 der Abstand der Steg-Mitten der 2 **I**-Eisen; a_0' bzw. a_1' derjenige Wert von a_0 bzw. a_1, wofür $J_x = J_y$ wird. J_x bezieht sich dabei auf die Materialachse, J_y auf die materialfreie Achse. Schließlich ist $k_x = J_x : F^2$, $k_y = J_y : F^2$.

I II III IV V a_0

I. Profil-Werte

VI a_0 VII b VIII a_0

1. von gleichschenkeligen Winkel- und **U**-Eisen (Anordnungen I—III und VI—VIII)

b	t_1	t_2	t_3	1 L-Eisen Anordnung I *min k*			2 Winkel-Eisen: F in cm²			Anordnung II *max k*			Anordnung III k			4 L-Eisen (Anordnung VI) $a_0 = 10$		$a_0 = 15$	
mm	mm	mm	mm	t_1	t_2	t_3	t_1	t_2	t_3	t_1	t_2	t_3	t_1	t_2	t_3	t_1	t_2	t_1	t_2
60	6	8	10	6,4	6,1	8,4	14	18	22	3,3	3,2	4,5	5,3	5,0	7,0	3,4	4,3	3,0	3,8
65	7	9	11	6,9	7,0	8,4	17	22	26	3,6	3,7	4,5	5,7	5,8	7,0	3,7	4,5	3,3	4,0
70	7	9	11	5,0	6,4	7,9	19	24	29	2,6	3,4	4,2	4,2	5,4	6,6	3,5	4,4	3,1	3,9
75	8	10	12	5,4	6,7	8,0	23	28	33	2,8	3,5	4,3	4,5	5,6	6,8	3,8	4,5	3,4	4,1
80	8	10	12	5,1	6,4	5,3	25	30	36	2,6	3,3	4,0	4,2	5,2	6,3	3,7	4,4	3,3	4,0
90	9	11	13	5,0	6,1	7,2	31	37	44	2,6	3,2	3,8	4,1	5,1	6,0	3,7	4,4	3,4	4,0
100	10	12	14	5,0	6,0	7,0	38	45	52	2,6	3,1	3,7	4,2	5,0	5,8	3,8	4,4	3,5	4,0
110	10	12	14	4,6	5,4	6,3	42	50	58	2,4	2,8	3,3	3,8	4,5	5,3	3,5	4,1	3,3	3,8
120	11	13	15	4,6	5,5	6,2	51	59	68	2,4	2,8	3,3	3,8	4,5	5,2	3,6	4,1	3,4	3,8
130	12	14	16	4,6	5,4	6,2	60	69	79	2,4	2,8	3,2	3,8	4,5	5,1	3,7	4,2	3,4	3,9
140	13	15	17	4,7	5,4	6,2	70	80	90	2,4	2,8	3,3	3,8	4,4	5,2	3,7	4,2	3,5	3,9
150	14	16	18	4,7	5,3	5,9	81	91	102	2,4	2,8	3,1	3,8	4,4	5,0	3,7	4,2	3,5	4,0
160	15	17	19	4,7	5,3	5,9	92	104	115	2,4	2,8	3,1	3,9	4,4	4,9	3,8	4,2	3,6	4,0

b	4-Eisen (Anordnung VI) (Fortsetzung) $a_0 = 20$		$a_0 = 30$		$a_0 = 50$		4 ∡-Eisen (Anordnung VII); b = 200		300		500		1 **E**-Eisen Nr.	F cm²	k_y	2 **E**-Eisen a_0' cm	$k_x = k_y$	k bei $a_0 =$ 1,0	2,0
mm	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2							
60	2,6	3,3	2,1	2,6	1,3	1,7	0,4	0,5	0,2	0,2	0,1	0,1	**6½**	9	5,8	1,5	2,8	3,5	—
65	2,9	3,6	2,3	2,8	1,5	1,9	0,5	0,6	0,2	0,3	0,1	0,1	**8**	11	6,2	2,7	2,3	4,0	2,8
70	2,8	3,5	2,3	2,8	1,5	1,9	0,5	0,7	0,2	0,3	0,1	0,1	**10**	14	6,2	4,1	1,8	4,2	3,1
75	3,1	3,7	2,5	3,0	1,7	2,1	0,5	0,9	0,3	0,3	0,1	0,1	**12**	17	6,7	5,5	1,6	4,9	3,7
80	3,0	3,6	2,5	2,9	1,7	2,1	0,8	0,9	0,3	0,4	0,1	0,2	**14**	20	6,6	6,8	1,4	5,0	3,8
90	3,1	3,6	2,6	3,1	1,9	2,2	1,0	1,2	0,4	0,5	0,1	0,1	**16**	24	6,8	8,2	1,2	5,3	4,1
100	3,2	3,7	2,8	3,2	2,1	2,4	—	—	0,5	0,6	0,2	0,2	**18**	28	6,9	9,5	1,2	5,7	4,4
110	3,0	3,5	2,6	3,0	2,0	2,3	—	—	0,6	0,7	0,2	0,2	**20**	32	7,0	11	1,1	5,9	4,7
120	3,1	3,6	2,7	3,2	2,2	2,4	—	—	0,7	0,8	0,2	0,2	**22**	37	7,1	12	1,0	6,1	5,0
130	3,2	3,7	2,8	3,2	2,2	2,6	—	—	0,8	1,0	0,3	0,2	**24**	42	7,2	13	1,0	6,4	5,2
140	3,3	3,7	2,9	3,3	2,4	2,7	—	—	1,0	1,2	0,3	0,3	**26**	48	7,4	15	1,0	6,6	5,4
150	3,4	3,7	3,0	3,3	2,5	2,7	—	—	1,2	1,4	0,4	0,4	**28**	53	7,1	16	0,9	6,4	5,3
160	3,4	3,8	3,0	3,4	2,5	2,8	—	—	—	—	0,4	0,5	**30**	59	7,0	17	0,9	6,3	5,3

[1]) Schultz-Dieckmann. Mathematische und technische Tabellen für den Gebrauch an Baugewerkschulen und in der Praxis. 13. Auflage, bearbeitet von Gewerbeschulrat Dieckmann. Verlag von G. D. Baedeker G. m. b. H., Essen a. d. Ruhr 1925.

2. von ungleichschenkligen Winkeleisen (Anordnung 4 und 5)

b_1/b_2	t_1	t_2	1 ⌊ max k		⅂⌈ F in cm²		2 Winkeleisen k_y für $a_0 =$ 8 mm		10 mm		12 mm		15 mm		a_0' mm		$k_x = k_y$	
mm	mm	mm	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2
40 60	5	7	6,3	9,3	9,6	13	3,0	3,9	2,8	—	—	—	—	—	11	9	2,7	3,8
50 75	7	9	7,2	6,3	17	21	3,6	4,3	3,3	4,0	3,1	—	—	—	13	11	3,0	3,9
65 100	9	11	7,5	8,9	28	34	4,0	4,6	3,7	4,3	3,5	4,1	3,3	3,8	20	18	2,9	3,5
80 120	10	12	6,4	7,6	38	45	3,6	4,2	3,4	4,0	3,3	3,8	3,1	3,6	22	20	2,6	3,2
100 150	12	14	6,2	7,2	57	66	3,6	4,1	3,5	3,9	3,3	3,8	3,2	3,6	28	26	2,5	3,0
30 60	5	7	11	15	8,6	12	4,8	6,1	4,3	5,4	3,8	4,8	3,2	4,1	21	19	2,4	3,3
40 80	6	8	9,5	13	14	18	5,0	6,2	4,6	5,6	4,2	5,1	4,5	4,5	29	27	2,1	2,8
50 100	8	10	10	13	23	28	5,7	6,6	5,3	6,1	4,9	5,7	4,4	5,1	35	34	2,3	2,8
65 130	10	12	10	12	37	44	5,8	6,7	5,5	6,3	5,2	6,0	4,8	5,5	47	44	2,2	2,6
85 160	12	14	9,5	12	55	64	6,0	6,7	5,7	6,4	5,5	6,1	5,1	5,7	58	56	2,1	2,5
100/200	14	16	8,9	10	81	91	5,9	6,5	5,7	6,3	5,5	6,1	5,2	5,7	73	71	2,0	2,2

II. Profilwerte von 1 und 2 I-Eisen (Normal-Profile, Peiner- und Differdinger-Eisen).

2 I-Eisen, Normal-Profile

Nr.	F[1]) cm²	k_y für a_1 in cm = b[2])	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	34	36	40	a_1' cm	$k_x = k_y$
16[3])	22,8	2,8	1,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12,4	1,1
18	27,9	2,8	1,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	14,0	1,1
20	33,5	2,8	1,7	1,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	15,6	1,1
22	39,6	2,8	2,0	1,5	1,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	17,1	1,0
24	46,1	2,8	2,3	1,7	1,3	1,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	18,7	1,0
25	49,7	2,8	2,4	1,8	1,4	1,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	19,5	1,0
26	53,4	2,9	—	2,0	1,5	1,2	1,0	—	—	—	—	—	—	—	—	20,2	1,0
28	61,1	3,0	—	2,2	1,8	1,4	1,2	—	—	—	—	—	—	—	—	21,8	1,0
30	69,1	3,0	—	2,5	2,0	1,6	1,3	1,1	—	—	—	—	—	—	—	23,8	1,0
32	77,8	3,1	—	2,8	2,2	1,8	1,5	1,2	1,0	—	—	—	—	—	—	24,8	1,0
34	86,8	3,2	—	3,1	2,4	2,0	1,6	1,4	1,1	—	—	—	—	—	—	26,3	1,0
36	97,1	3,3	—	—	2,7	2,2	1,8	1,5	1,2	1,1	—	—	—	—	—	27,8	1,0
38	107	3,3	—	—	2,9	2,4	2,0	1,7	1,4	1,2	1,0	—	—	—	—	29,4	1,0
40	118	3,4	—	—	3,2	2,6	2,2	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	—	—	—	30,8	1,0
42 1/2	132	3,4	—	—	—	2,9	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,1	—	—	—	32,8	0,9
45	147	3,5	—	—	—	3,2	2,6	2,2	1,9	1,6	1,4	1,2	1,0	1,0	—	34,7	0,9
47 1/2	163	3,5	—	—	—	3,5	2,9	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	1,1	1,0	—	36,5	0,9
50	180	3,6	—	—	—	—	3,2	2,7	2,3	2,0	1,7	1,5	1,2	1,1	—	38,4	0,9
55	213	3,7	—	—	—	—	3,7	3,1	2,7	2,3	2,0	1,8	1,4	1,3	1,0[4])	42,4	0,9
60	245	3,8	—	—	—	—	3,7	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9	1,7	1,5	1,3[4])	46,0	0,9

Nr.	1 I-Eisen NP k_y	P k_y	D k_y	2 I-P-Eisen F[1]) cm²	a_1' cm	$k_x = k_y$	2 I-D-Eisen F[1]) cm²	a_1' cm	$k_x = k_y$
16	9,5	3,6	3,3	117	$a_1' \geqq$ der Höhe der Träger	2,6	99	$a_1' \geqq$ der Höhe der Träger	2,0
18	9,6	3,2	3,2	132		2,3	120		2,0
20	9,6	3,2	3,1	165		2,3	141		1,9
22	9,7	2,9	3,1	182		2,2	165		1,9
24	9,6	3,0	3,1	223		2,1	194		1,8
25	9,7	2,9	3,1	232		2,0	210		1,8
26	10	2,8	3,1	241		1,9	231		1,9
28	10	2,8	3,1	287		2,0	264		1,8
30	11	2,6	3,1	308		1,8	304		1,8
32	11	3,0	3,3	343		1,8	321		1,7
34	11	3,1	3,5	348		1,6	335		1,6
36	12	3,4	3,7	383		1,6	363		1,6
38	12	3,5	4,0	389		1,5	382		1,5
40	12	3,7	4,3	417	30,5	1,4	407	30,8	1,4
42 1/2	12	3,8	4,5	424	33,0	1,3	428	33,0	1,3
45	13	4,3	4,9	463	35,0	1,3	459	35,0	1,3
47 1/2	13	4,4	5,3	471	37,5	1,2	484	37,2	1,2
50	13	4,8	5,9	511	39,5	1,3	524	39,0	1,2
55	13	5,1	6,6	527	44,0	1,0	576	43,0	1,1
60	14	5,8	7,1	578	48,0	0,9	601	47,1	1,0

Nr.	2 I-P-Eisen k_y für a_1 in cm = 30	32	34	36	2 I-D-Eisen k_y für a_1 in cm = 30	32	34	36
40	1,5	—	—	—	1,5	1,3	—	—
42 1/2	1,5	1,4	—	—	1,4	1,4	—	—
45	1,7	1,5	1,4	—	1,7	1,5	1,4	—
47 1/2	1,7	1,5	1,4	1,3	1,8	1,6	1,4	1,3
50	1,8	1,7	1,5	1,4	1,9	1,7	1,6	1,4
55	1,9	1,7	1,6	1,4	2,2	1,9	1,7	1,6
60	2,1	1,9	1,7	1,6	2,3	2,0	1,8	1,7

Nr.	k_y für $a_1 =$ 38	40	42,5	45	k_y für $a_1 =$ 38	40	42,5	45
50	1,2	—	—	—	1,3	—	—	—
55	1,3	1,2	1,1	—	1,4	1,3	1,2	—
60	1,4	1,3	1,2	1,0	1,5	1,4	1,2	1,1

[1]) Die Werte für F sind auf 3 Ziffern abgerundet.

[2]) b bedeutet hier die Flanschbreite eines I-Eisens, so daß die Eisen dicht aneinander stoßen; k ist für $a_1 = b$ am größten und für $a_1 = a_1'$ am kleinsten.

[3]) Für die Normalprofile Nr. 12 u. 13 ist $k_y = 9{,}4$ und für Nr. 14 und 15 ist $k_y = 9{,}5$.

[4]) Für $a_1 = 42{,}5$ ist bei Nr. 55 $k_y = 0{,}92$ und bei Nr. 60 $k_y = 1{,}08$; bei letzterer Nr. ist $k_y = 0{,}97$ bei $a_1 = 45{,}0$.

ANTEIL DER VERKLEIDUNGSBLECHE BEI DER WIDERSTANDSFÄHIGKEIT DER TRÄGER.

Von Dr.-Ing. H. Steuding, Assistent für Mechanik. Technische Hochschule Breslau.

Wegen größerer Material- und Gewichtsersparnis bei den einzelnen Konstruktionen wird es erforderlich, bei der Festigkeitsberechnung des Trägergerippes den Einfluß der Verkleidungsbleche rechnerisch zu ermitteln. Es wird also die Frage zu entscheiden sein, wie weit das Blech, welches an den Träger genietet ist, zu seiner Widerstandsfähigkeit beiträgt, d. h. wie stark darf das Blech beansprucht werden, damit es sich nicht verbeult und noch als ein Ganzes des Trägers betrachtet werden kann, so daß sein Querschnitt als Teil des Trägerprofils bei der Ermittlung des Widerstandsmomentes mit berücksichtigt werden müßte. Es handelt sich hier um eine Knickaufgabe, die schon von Timoschenko, Z. f. Math. u. Ph. 1910, für ebene Bleche gelöst worden ist. Sie soll hier nur noch auf zylindrische Bleche erweitert werden.

Abb. 1.

Abb. 2.

Es werden zwei Fälle zu unterscheiden sein:

Fall I, in Abb. 1 dargestellt, ein einzelner Träger mit aufgenietetem Blech von der Breite $2b$ und Stärke δ.

Fall II, in Abb. 2 dargestellt, eine Reihe von Trägern im Abstande $2b$ voneinander, auf die ein gemeinsames Blech aufgenietet ist. Führt man zylindrische Koordinaten ein und bezeichnet mit w die Biegungsordinaten des ausgebeulten Bleches senkrecht zu seiner Ebene in Richtung z und mit p den Druck in der Längsrichtung auf die Einheit der Breite bezogen, so erhält man für w die Differentialgleichung:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + \left(\frac{p}{D} + \frac{1}{m r^2}\right)\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{12}{\delta^2 r^2} w = 0$$

durch die folgende Ableitung.

Bezeichnet man nach Love mit u, v, w die Verschiebungen in den x, y, z-Richtungen, dann sind die Dehnungen ε_x, ε_y und die Gleitung γ_z mit Vernachlässigung von Gliedern höherer Ordnung ausgedrückt durch

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} - z\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{w}{r} - z\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \frac{z}{r}\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{z w}{r^2}$$

$$\gamma_z = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} - 2z\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} - \frac{z}{r}\frac{\partial v}{\partial x}$$

Von den Spannungsresultanten an einem zylindrischen Element sind die Biegungsmomente G_1 und G_2, die Torsionsmomente H_1 und H_2 und die Normalkräfte T_1 und T_2 durch die folgenden Ausdrücke gegeben

$$G_1 = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial v}{r\,\partial y} + \frac{w}{r^2} + \frac{1}{m}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)$$

$$G_2 = -D\left(\frac{1}{m}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{m}\frac{w}{r^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{m}\frac{\partial v}{r\,\partial y}\right)$$

$$H_1 = H_2 = -D\frac{m-1}{2m}\left(2\frac{\partial^2 w}{\partial y \partial x} + \frac{\partial v}{r\,\partial x} + \frac{1}{r}\frac{\partial w}{\partial x}\frac{\partial w}{\partial y}\right)$$

$$T_2 = \frac{12}{\delta^2} D\left(\frac{1}{m}\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{w}{r}\right)$$

$$T_1 = p \cdot \text{wo}\ D = E\frac{m^2\delta^3}{12(m^2-1)}$$

Die Schubkräfte N_1 und N_2 erhält man aus den Momentengleichungen um die x bzw. y Achsen unter Vernachlässigung der Formänderung

$$\frac{\partial G_1}{\partial y} + \frac{\partial H_1}{\partial x} = N_2 \text{ und } \frac{\partial G_2}{\partial x} + \frac{\partial H_2}{\partial y} = N_1$$

Diese Letzteren werden in die Gleichgewichtsgleichung senkrecht zur Mantelfläche, d. h. in der z-Richtung, die mit einer teilweisen Berücksichtigung der Formänderung aufgestellt werden muß,

$$\frac{\partial N_1}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial y} + \frac{T_2}{r} + \frac{T_1 \partial^2 w}{\partial x^2} = 0$$

eingesetzt und man erhält die Gleichung

$$\frac{\partial^2 G_2}{\partial x^2} + 2\frac{\partial^2 H}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 G_1}{\partial y^2} + \frac{T_2}{r} + \frac{T_1 \partial^2 w}{\partial x^2} = 0$$

aus der dann nach Einsetzen der Ausdrücke für die Spannungsresultanten und Vernachlässigung der Verschiebungen v und u die oben angegebene Differentialgleichung sich ergibt. Für $r = \infty$ hat man die Gleichung für die ebene Platte.

Nimmt man w unabhängig von y an und unterdrückt die Glieder von geringerem Einfluß $\frac{1}{m r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ und $\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$, so erhält man dieselbe Gleichung wie sie von Timoschenko, H. und R. Lorenz (V. d. J. 1908) für achsensymmetrische Knickung ganzer Zylinder angegeben ist. Dagegen ist hier zur Vereinfachung der Aufgabe die Verschiebung v in der y-Richtung wegen ihres geringen Einflusses vernachlässigt worden. Man findet sie berücksichtigt bei der nicht achsensymmetrischen Knickung von R. Lorenz, Ph. Z. 1911.

Nimmt man in der Längsrichtung einen sinusförmigen Verlauf der Verbeulungswellen an, so hat man als Lösung den Ansatz:

$$W = A \sin\frac{\pi x}{l} f(y)$$

und für die Bestimmung der Funktion $f(y)$ durch Einsetzen dieses Ansatzes in die obige Differentialgleichung eine einfachere Differentialgleichung:

$$f''''(y) - 2\left(\frac{\pi^2}{l^2} - \frac{1}{2r^2}\right) f''(y) + \left[\frac{\pi^4}{l^4} - \frac{\pi^2}{l^2}\left(\frac{p}{D} + \frac{1}{m r^2}\right) + \frac{12}{\delta^2 r^2}\right] f(y) = 0$$

mit den Wurzeln α und β der zugehörigen algebraischen Gleichung:

$$\frac{\alpha^2}{\beta^2} = \left[\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 - \frac{1}{2r^2}\right] \pm \sqrt{\left[\frac{\pi^2}{l^2} - \frac{1}{2r^2}\right] - \frac{\pi^4}{l^4} + \frac{\pi^2}{l^2}\left(\frac{p}{D} + \frac{1}{m r^2}\right) - \frac{12}{\delta^2 r^2}}$$

Für die Bestimmung der vier auftretenden Integrationskonstanten C_1, C_2, C_3, C_4 der Lösung hat man folgende Grenzbedingungen:

Im Fall I:

für $y = 0$ die Bedingungen der Einspannung:

1) $W = 0$; 2) $\frac{\partial w}{\partial y} = 0$

für $y = b$ die Bedingungen des freien Randes:

3) $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + m\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + m\frac{w}{r^2} = 0$

4) $\frac{2m-1}{m}\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial w}{\partial y} = 0$

Im Fall II sind dieselben Bedingungsgleichungen mit Ausnahme der dritten, an deren Stelle $\frac{\partial w}{\partial y} = 0$ tritt.

Die sich daraus ergebenden Bestimmungsgleichungen sind homogen und falls die Konstanten nicht alle gleich Null sein sollen, muß die Determinante des Gleichungssystems verschwinden. Setzt man diese gleich Null, so erhält man die Knickgleichung, aus der sich die Beziehung zwischen dem Druck p und der Plattenbreite 2 b bei verschiedenen Wellenlängen l in der Längsrichtung in Abhängigkeit von der Krümmung ergeben.

Bei der Aufstellung der Lösung ist der Fall, daß α^2 und β^2 komplex werden (was sehr langen Wellen entsprechen würde) auszuscheiden, da für diesen Fall, wie gezeigt werden kann, die Nennerdeterminante positiv bleibt und ein Ausbeulen unmöglich wird. Schon für den Grenzfall, daß $\alpha^2 = \beta^2$ wird, erhält man eine unendlich große Knicklast. Es bleiben deshalb nur noch die drei folgenden Möglichkeiten übrig, die den kürzeren Wellenlängen entsprechen.

1. Ist die Wurzel noch kleiner als das vorhergehende Glied, d. h. α und β reell (ganz kurze Wellen), dann wird:

$$f(y) = C_1 \mathfrak{Cos}\,\alpha y + C_2 \mathfrak{Sin}\,\alpha y + C_3 \mathfrak{Cos}\,\beta y + C_4 \mathfrak{Sin}\,\beta y$$

und aus den Bedingungsgleichungen durch Aufstellen der Determinante ergeben sich die Knickgleichungen im Fall I:

$$2ts + \frac{t-s}{r^2} + \mathfrak{Cos}\,\alpha b\,\mathfrak{Cos}\,\beta b\left[t^2 + s^2 - \frac{t-s}{r^2}\right] = \frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\beta b}{\alpha\beta}\left[\alpha^2 t^2 + \beta^2 s^2 - \frac{\alpha^2 t - \beta^2 s}{r^2}\right]$$

und im Fall II: $\alpha\,\mathrm{Tg}\,\alpha b = \beta\,\mathrm{Tg}\,\beta b$,

wobei zur Abkürzung $t = -\beta^2 + \frac{\pi^2}{m l^2}$ und $s = \alpha^2 - \frac{\pi^2}{m l^2}$ gesetzt worden ist.

2. Wird die Wurzel gleich dem vorhergehenden Glied, d. h. $\beta = 0$ und $\alpha^2 = 2\left(\frac{\pi^2}{l^2} - \frac{1}{2r^2}\right)$, dann wird:

$$f(y) = C_1 \mathfrak{Cos}\,\alpha y + C_2 \mathfrak{Sin}\,\alpha y + C_3 + C_4 y$$

und die Knickgleichungen im Falle I:

$$2ts + \frac{t-s}{r^2} + \mathfrak{Cos}\,\alpha b\left(t^2 + s^2 - \frac{t-s}{r^2}\right) = \alpha b\,\mathfrak{Sin}\,\alpha b\left(t^2 - \frac{t}{r^2}\right)$$

im Falle II: $\mathfrak{Sin}\,\alpha b = 0.$

3. Wird schließlich die Wurzel größer als das vorangehende Glied (was dem Bereich der mittleren Wellenlängen entspricht) und bezeichnet man dann mit α und β nur die absoluten Werte, so wird:

$$f(y) = C_1 \mathfrak{Cos}\,\alpha y + C_2 \mathfrak{Sin}\,\alpha y + C_3 \cos\beta y + C_4 \sin\beta y$$

und die Knickgleichungen im Falle I:

$$2ts + \frac{t-s}{r^2} + \mathfrak{Cos}\,\alpha b\cos\beta b\left[t^2 + s^2 - \frac{t-s}{r^2}\right] = \frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha b\sin\beta b}{\alpha\beta}\left[\alpha^2 t^2 - \beta^2 s^2 - \frac{\alpha^2 t + \beta^2 s}{r^2}\right]$$

und im Falle II: $\alpha\,\mathrm{Tg}\,\alpha b = -\beta\,\mathrm{tg}\,\beta b$

wo $t = \beta^2 + \frac{\pi^2}{m l^2}$ und $s = \alpha^2 - \frac{\pi^2}{m l^2}$ zu setzen ist.

Für $r = \infty$ erhält man aus der letzten Knickgleichung im Falle I die von Timoschenko für die ebene Platte angegebene Formel. Aus diesen Knickgleichungen sieht man, daß im Fall I für die ebenen Bleche bei allen Wellenlängen ein Ausbeulen möglich ist; für die zylindrischen Bleche jedoch nur bis zu einer bestimmten Wellenlänge, bei der α und β komplex werden. Bei größeren Wellenlängen ist ein Ausbeulen unmöglich. Im Falle II kann jedoch sowohl für ebene als auch für zylindrische Bleche nur die allerletzte Knickgleichung Lösungen besitzen, die hier aber den Bereich der kurzen und mittleren Wellenlängen mit umfaßt.

Für die rechnerische Auswertung ist es zweckmäßig, folgende Abkürzungen und Verhältnisse einzuführen:

Setzt man $\frac{\sigma_k}{E\frac{m^2}{12(m^2-1)}} = \varkappa^2$, wo σ_k die kritische Druckspannung bezeichnen soll, so daß $p = \sigma_k \cdot \delta$ ist, dann wird $\frac{p}{D} = \frac{\varkappa^2}{\delta^2}$.

Bezeichnet man dann die Verhältnisse $\frac{b}{r} = u$, $\frac{b}{l} = \zeta$ und $\frac{\varkappa b}{\delta} = \eta$ und setzt sie in die abgeleiteten Formeln ein, dann hat man für die letzte Ausbeulungsmöglichkeit:

$$\begin{matrix}(\alpha b)^2 \\ (\beta b)^2\end{matrix} = \pm\left(\pi^2\zeta^2 - \frac{u^2}{2}\right) + \sqrt{\left(\pi^2\zeta^2 - \frac{u^2}{2}\right)^2 - \pi^4\zeta^4 + \pi^2\zeta^2\left(\eta^2 + \frac{u^2}{m}\right) - \frac{12 u^2}{\varkappa^2}\eta^2}$$

$$t b^2 = +(\beta b)^2 + \frac{\pi^2}{m}\zeta^2; \qquad s b^2 = (\alpha b)^2 - \frac{\pi^2}{m}\eta^2$$

und die Knickgleichung im Falle I:

$$1 + \mathfrak{Cos}\,\alpha b\cos\beta b\,\frac{(t b^2)^2 + (s b^2)^2 - n^2(t b^2 - s b^2)}{2 t b^2 s b^2 + n^2(t b^2 - s b^2)} = \frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha b\sin\beta b}{\alpha b\cdot\beta b}\,\frac{(\alpha b\, t b^2)^2 - (\beta b\, t b^2)^2 - n^2[(\alpha b)^2 t b^2 + (\beta b)^2 s b^2]}{2 t b^2 s b^2 + n^2(t b^2 - s b^2)}$$

und im Falle II:

$$\alpha b\,\mathrm{Tg}\,\alpha b = -\beta b\,\mathrm{tg}\,\beta b.$$

Entsprechende Formeln erhält man auch für die beiden vorhergehenden Möglichkeiten, die jedoch für die Zahlenrechnung nicht in Frage kommen, da sie größere Knicklasten ergeben.

Wie man aus diesen Formeln sieht, hängt die Beziehung zwischen ζ und η im Gegensatz zu den ebenen Blechen bei zylindrischen nicht nur von der Krümmung, sondern auch noch von $\varkappa$ selbst ab, was in dem Gliede $\frac{12 n^2}{\varkappa^2}\eta^2$ zum Ausdruck kommt. Aus der Zahlenrechnung ergibt sich weiter, daß η in dem mittleren Bereich für ζ ein Minimum besitzt und von da ab nach beiden Seiten hin rasch wächst. Nach der Seite der kürzeren Wellen ist die Grenze für das mittlere Gebiet angenähert bei $\zeta = 5{,}2$ und nach der Seite der längeren Wellen bei einem Wert, der von der Krümmung abhängt und sich aus der Formel:

$$\pi^2\zeta^2 = \frac{12 n^2}{\varkappa^2}$$

ergibt. Bei noch längeren Wellen ist dann überhaupt kein Ausknicken mehr möglich. In den folgenden Tabellen sind die zusammengehörigen Werte von ζ und η in der Umgebung des Minimums angegeben:

Für den Fall I:

für das ebene Blech $\left(\frac{b}{r} = 0\right)$

ζ	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
η	3,9	3,65	3,6	3,6	3,7

„ „ zylindrische Blech $\frac{b}{r} = 0{,}1$

ζ	0,68	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3
η	∞	5,9	5,55	5,42	5,46	5,58

„ „ „ „ $\frac{b}{r} = 0{,}2$

ζ	1,33	1,8	1,9	2	2,1	2,2
η	∞	9,3	9,16	9,1	9,15	9,26

Für den Fall II:

für das ebene Blech $\frac{b}{r} = 0$

ζ	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1
η	5,4	4,6	4,3	4,2	4,2	4,26	4,4	4,56

„ „ zylindrische Blech $\frac{b}{r} = 0{,}1$

ζ	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
η	5,9	5,82	5,74	5,8	5,95

„ „ „ „ $\frac{b}{r} = 0{,}2$

ζ	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9	1,8
η	9,55	9,35	9,3	9,3	9,35	9,9

Hierbei ist für $\varkappa$ der Wert 0,161 gesetzt, welcher sich ergibt, wenn man die zulässige Spannung $\sigma = 1000 \frac{kg}{cm^2}$, den Sicherheitskoeffizienten $s = 5$, $E = 2,\ 1 \cdot 10^6 \frac{kg}{cm^2}$ und $m = \frac{10}{3}$ annimmt. Führt man diesen kleinsten Wert von η als einen Knickkoeffizienten ein, so hat man für diesen die folgende Tabelle:

	$\frac{b}{r}$	0	0,1	0,2
Für Fall I:	η_1	3,6	5,42	9,1
„ „ II:	η_2	4,2	5,74	9,3

Setzt man nun für $\eta = \frac{\varkappa b}{\delta}$ die alten Bezeichnungen wieder ein, dann erhält man für die praktische Anwendung eine allgemeine Knickformel:

$$\frac{b}{\delta} = \eta \sqrt{\frac{E \frac{m^2}{12(m^2-1)}}{s \cdot \sigma}}$$

aus der man bei gegebenem Sicherheitskoeffizienten s und zulässiger Spannung σ die einzuhaltende Breite beim Einzelblech oder den Abstand zwischen den Trägern beim kontinuierlichen Blech erhält, damit der Blechquerschnitt bei der Berechnung des Widerstandsmomentes mit berücksichtigt werden darf.

Man erhält zum Beispiel für die oben angegebenen Materialkonstanten und fünffacher Sicherheit folgende zugehörige Werte von σ und $\frac{b}{\delta}$:

Fall I:

σ	$\frac{b}{\delta}\left(\frac{b}{r}=0\right)$	$\frac{b}{\delta}\left(\frac{b}{r}=0{,}1\right)$	$\frac{b}{\delta}\left(\frac{b}{r}=0{,}2\right)$
1200	20,4	30,8	51,6
1000	22,4	33,6	56,5
800	25	37,6	63

Fall II:

σ	$\frac{b}{\delta}\left(\frac{b}{r}=0\right)$	$\frac{b}{\delta}\left(\frac{b}{r}=0{,}1\right)$	$\frac{b}{\delta}\left(\frac{b}{r}=0{,}2\right)$
1200	23,8	32,6	53
1000	26	35,6	58
800	29	40	65

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Hochheben einer ins Wasser gestürzten Eisenbahnbrücke.

(Nach Eng. News Record vom 21. VIII. 1924.)

Daß in Amerika auch bei schwerbeschädigten Brücken eigenartige Bergungs- und Wiederherstellungsversuche unternommen werden, zeigt die Wiederherstellung eines eisernen Überbaues von 54 m Spannweite einer Brücke der Southern Pacific RR. über die Coss Bay, Oregon. Dieser Überbau wurde im März v. J. durch einen Dampfer gerammt und lag seitdem auf dem Meeresgrund. Zu dem Zweck der Hebung wurden Pfahlbündel längs dem bis 8½ m im Wasser liegenden Überbau

Zerstörte Brückenteile und Anordnung der Hebevorrichtung.

in den Meeresgrund getrieben und durch Querträger miteinander verbunden. An 16 Punkten des Ober- und Untergurtes der Brückenträger wurden je zwei einzöllige Drahtseile angeschlagen und mit Schraubspindeln, die auf den Pfeilerköpfen gelagert waren, befestigt. Für je ein Kabel an jedem Aufhängepunkt waren zwei hydraulische Winden von 35 t Tragfähigkeit unter einem Querhaupt vorgesehen, die die Brücke um ein gewisses Maß anhoben. Nach jedem Hub wurde die Mutter der zweiten Schraubspindel niedergeschraubt und die Last vom 2. Kabel getragen, während die Preßkolben herabgelassen wurden. Nach einer Anzahl Hüben und nachdem die ganze Länge der Schraubspindel ausgenutzt war, wurden die Kabelverbindungen eine nach der anderen verkürzt und eine neue Hubperiode begann (siehe Abb.).

Die tatsächliche Hubarbeit erforderte ungefähr 5 Tage, wonach die Last auf 3 Pontons abgesetzt wurde, die unter der Brücke eingebracht waren. Das Herablassen und Anuferbringen des Überbaues dauerte infolge des dann eintretenden ungünstigen Wetters nahezu 4 Wochen. Hierauf wurden alle Niete mittels Sauerstoffbrenn-Apparates ausgebrannt, die Brücke in ihre ursprünglichen Einzelteile zerlegt (!) und dabei 75 Tonnen des Gesamtgewichts von 219 t als nicht mehr verwendungsfähig verworfen. Die größten Beschädigungen waren an der Stelle des Zusammenstoßes und an den Enden aufgetreten; hier wahrscheinlich durch das Drücken gegen die Pfeiler. Es war daher notwendig, den ganzen Untergurt der einen Seite und ein Drittel Untergurt der andern Seite, die Endpfosten, Endquerträger und wagerechten Verbände zu erneuern. In den 3½ Monaten während welcher die Brücke im Seewasser gelegen hatte, waren die Eisenteile so mit Muscheln, Pflanzen u. dergl. bedeckt worden (vgl. Abb.), daß Sandstrahlgebläse und Hochdruckdampf zum Entfernen teilweise nicht genügte und daher zum Handmeißel gegriffen werden mußte. Merkwürdigerweise hatte der Bleimennigeanstrich durch das Seewasser und seine Lebewesen nicht gelitten.

Leider fehlen in der Beschreibung Angaben über einen Kostenvergleich zwischen einer neuen Brücke und der vorstehend beschriebenen Wiederherstellung, sowie Ergebnisse der Probebelastung, die erst ein abschließendes Urteil über die technische und wirtschaftliche Zweckmäßigkeit der beschriebenen Wiederherstellung gestatten.

A. Dürbeck.

Der Maas-Waalkanal.

Nach De Ingenieur 1925, Nr. 23.

Nach dem Gesetz vom 12. Juni 1915 soll die Maas von Maasbracht bis Grave kanalisiert werden. Statt der Kanalisierung der Maas von Grave bis St. Andries und des Baues einer neuen Schiffahrtschleuse in St. Andries wurde der Bau eines Kanals zwischen der Maas bei Mook bis zur Waal unterhalb von Nijmegen gewählt, weil die Waal der bessere Schiffahrtsweg ist, weil durch den Kanal eine viel kürzere Verbindung zwischen Limburg und dem Osten und Norden des Landes hergestellt wird und weil der Kanal billiger wird. (Abb. 1).

Der Kanal erhält je eine Schleuse an jedem Ende. Der Kanalspiegel wurde in der Höhe des Stauspiegels der Maas oberhalb Grave mit + 7,5 m A.P, der höchste zulässige Kanalwasserstand vorläufig mit + 8,5 m A.P, als spätere Möglichkeit mit + 9 A.P. angenommen. Der Wasserstand in der Waal schwankt zwischen + 13 m und + 5,76 A.P. Die Schleuse an dieser Seite muß also nach beiden Seiten kehren, während für die an der Maasseite eigentlich Fluttore genügen. Es sind jedoch Notebbetore eingebaut, damit der Kanal nicht leer läuft, wenn am Stau der Maas infolge eines Unfalls das Wasser abfällt. Zur Entlastung des Kanals bei höheren Wasserständen der Maas und Waal ist ein Schöpfwerk vorgesehen. Für den Entwurf ist ein Fahrzeug von 2000 t von 100 m Länge, 12 m Breite und 2,8 m Höchsttiefgang, ferner 6,75 m Höhe über den Kanalwasserspiegel angenommen. Zwei Fahrzeuge sollen sich begegnen können, wenn ein drittes an der

Böschung festgemacht ist. Danach ist das Kanalprofil in Abb. 2 gewählt. Die Abmessungen der Schleuse bei Nijmegen sind so gewählt, daß die größten Rijnaken von 3000—3500 t und etwa 14 m Breite den Hafen der Gemeinde Nijmegen, der südlich dieser Schleuse in den Kanal einmünden soll, erreichen können. Die Schleuse von Heumen hat eine Breite von 16 m erhalten, um das Durchfahren der 3/4 des Jahres offenstehenden Kammer zu erleichtern. Beide Schleusen mit je einem Zwischenhaupt sollen zwei Schiffe von 2000 t und einen Schlepper hintereinander aufnehmen können, was eine Nutzlänge von 260 m erfordert. Für jedes Kanalende ist für später eine zweite Schiffsschleuse vorgesehen.

An Hubbrücken sind zwei vorhanden, bei Heumen und bei Weurt, an Bogenbrükken aus Eisenbeton drei, bei Malden, Hatert und Neerbosch weiter sind drei eiserne Fachwerkbrücken, davon zwei Eisenbahnbrücken nahe beieinander bei Graafscheweg vorhanden. Die Hubbrücke bei Heumen befindet sich über dem Außenhaupt der Schleuse, die bei Weurt über der Kammer nahe dem Außenhaupt. Die erstere läßt geschlossen 10,5 m; die letztere 9 m, gehoben 5,2 m bzw. 7,7 m Durchfahrtshöhe über höchstem bekannten Wasserstand frei. Die Bogenbrücken mußten den Kanal in einer einzigen Öffnung überspannen, und zwar mit ihrer Achse senkrecht zur Kanalachse. Die theoretische Spannweite beträgt 64,5 m.

Legende: a. Schöpfwerk. b. Eisenbetonbrücke für gewöhnlichen Verkehr. c. Eisenbahnbrücken. d. Eiserne Brücke für gewöhnlichen Verkehr. e. Hub-Brücke. f. Grunddüker.
Neuer Hauptverkehrsweg
Neuer Verkehrsweg 2. Ordnung
Neue Wasserleitung
Eisenbahnlinie
Bestehende Wege

Abb. 1.

Der Kanal durchschneidet Bruchgelände, welches im allgemeinen etwa in Höhe von + 8,2 m bis + 9 m A.P. liegt, mit Ausnahme in der Nähe des Maasdeichs, wo es eine Höhe von + 9 m bis + 9,75 m A.P. hat. Die Maaseinmündung ist flußaufwärts gerichtet, weil die Schiffahrt fast ganz in der Richtung nach Venlo geht. Der kleinste Krümmungshalbmesser ist 2000 m, in den Vorhäfen 2500 m.

Der Bodenaushub des Kanals war zum größten Teil für die Eisenbahn, die Schleusenplateaus und die Brückenrampen nötig.

Abb. 2.

Da diese Bauten fertig sein mußten, bevor es möglich war, den Kanal mit Baggern zu erreichen, mußte der größte Teil des Kanalbettes im Trocknen hergestellt werden. Der Boden bestand im allgemeinen aus grobem Sand und Kies, vielfach mit einer dünnen Kleilage darüber. Zwischen Malden und Hatert mußten starke Moorlagen mit der Hand abgegraben werden. Die Vorhäfen flußwärts der alten Deiche wurden mit Naßbaggern ausgeführt, wobei ein Teil als Anfuhrhafen für den später begonnenen Schleusenbau diente.

Die Kanalböschung mußte wegen des Wechsels des Kanalwasserstandes zwischen + 7,5 m und + 8,5 m A.P. bis zu einer Höhe von + 9 m A.P. befestigt werden. Die Befestigung besteht aus sechseckigen Betonsäulen von 20 cm Höhe und 25 cm Stärke und ist 1 : 1 1/2 geneigt. Die Säulen werden mit besonders dazu konstruierten Stampfmaschinen maschinell hergestellt aus sechs Teilen Sandboden und einem Teil Zement und können durch ungelernte Arbeiter versetzt werden. Die Uferdeckung ist sehr billig und hat nur 2,8—3 fl. f. d. m² gekostet. Die Säulen stützen sich gegen eine hölzerne Bohle, die wieder durch 2,1 m lange Holzpfähle gestützt ist. Gegen Unterspülung dient eine 0,06 m dicke, 1,3 m lange Spundwand. Alles Holzwerk ist dauernd unter Wasser. (Abb. 2.) Bei dem günstigen Eintauchverhältnis des größten Schiffes von 5,5 : 1 und der flachen Böschung 3 : 1 ist die Uferbefestigung für ausreichend stark erachtet worden.

Im Zusammenhang mit dem Kanal sind ungefähr 120 000 m² neue Wegebefestigung auszuführen. Vor der Ausführung wurde eine Probe in größerem Maßstab mit einer Betonbefestigung gemacht, die mit einer dünnen Asphaltlage abgedeckt wurde, um die Anlagekosten zu ermitteln und um festzustellen, ob eine Betonbefestigung ohne Eisenbewehrung auf erheblichen Aufschüttungen anwendbar sei, auch wenn diese nicht mit besonderer Sorgfalt hergestellt sind, ob ferner die so hergestellte Befestigung genügend widerstandsfähig sei gegen die Beanspruchung des niederländischen Verkehrs, namentlich von Eisenbereifung und Pferdehufen, schließlich ob es nötig sei, in der oberen Betonlage Steinschlag zu verarbeiten. Es wurden zwei Strecken hergestellt, deren eine sofort nach Beendigung des Betonverstürzens in Gebrauch genommen worden ist und ziemlich stark mit 9—10 t Frachtautos befahren wird, während die anderen eine normale Verkehrsdichte von über 1000 t. f. d. Tag hatte. Die letztere Strecke lag auf einer beträchtlichen Aufschüttung. Bei Herstellung des Erdplanums wurden außer dem Einbringen der Schüttung in 60 cm starken Lagen keine besonderen Maßnahmen getroffen. Die Stärke der Betonbefestigung beträgt teils 15 cm, teils 20 cm. Die obere Betonlage von 4 cm Dicke besteht aus 1 Zement, 2 Sand, 3 Kies; die untere aus 1 Zement, 2 Sand, 4 Kies. Die obere wurde aufgebracht, bevor die untere abgebunden hatte. Die Ausführung geschah in schiefwinkligen Parallelogrammen, Feldern von der Breite der Fahrbahn (5—6 m) und 4 m Länge und zwar so, daß erst die mit ungeraden Zahlen, dann die mit geraden Zahlen bezeichneten Felder fertiggestellt wurden, damit in ersteren ein Teil des Schwindens schon eingetreten ist, wenn die letzteren betoniert wurden. Die Asphaltdeckung besteht aus einer Lage Spramex, auf die eine Lage feiner Kies (Korn 5—10 mm) aufgebracht wird, wodurch eine Lage von etwa 3 cm Stärke entsteht. Die Herstellung der Betonlagen erfolgt mittels besonderer Kant- und Endbohlen. Nach Fertigstellung werden die Betonfelder bis zum völligen Abbinden (6—10 Stunden) mit Matten abgedeckt und sorgfältig feucht gehalten, dann mit Handbesen und viel Wasser abgeschrubbt, um das Haften des Spramex zu erleichtern, und durch eine feucht gehaltene 5 cm starke Lage Sand etwa 10 Tage lang vor dem Austrocknen geschützt. Die Kosten der 15 cm starken Betonbefestigung haben im Ganzen 3,35 fl. für 1 m² betragen. Bei dem festen Untergrund und dem groben Sand der Aufschüttung hat sich keine Neigung zum Reißen an der 1 3/4 Jahr von dichtem und schwerem Verkehr belasteten Probestrecke gezeigt. Der Spramex haftet bei der gewählten Art der Ausführung fest am Beton und scheint jedem Verkehr gewachsen zu sein. Die Verwendung von Steinschlag in der oberen Betonschicht hat sich nicht als besser erwiesen. Bei sehr starkem Verkehr scheint das jährlich

Abb. 3. Maßstab 1 : 100.

Aufbringen einer Spramexdecklage nötig zu sein. Nach diesen Ergebnissen wurden 14 000 m² Betonbefestigung so ausgeführt und weitere 22 000 m² sind noch in der Ausführung.

An Kunstbauten sind außer den obengenannten Schleusen und Brücken noch ausgeführt: drei Düker unter dem Kanal, ein Schöpfwerk in Heumen und Wohnungen für das Schiffspersonal.

Der Kanal schneidet eine Anzahl der mit dem Geländegefälle von Osten nach Westen gehenden Entwässerungszüge ab. Diese werden durch neue Entwässerungszüge an der Ostgrenze des Enteignungsgebietes abgefangen und mittels dreier Düker unter dem Kanal hindurchgeführt, die einen nutzbaren Querschnitt 1,5 m², 1,15 m² und 2 m² und eine Länge von 120 m haben. Ihre Oberkante liegt in der Mitte 60 cm unter der Kanalsohle und sie bestehen aus zwei oder drei nebeneinanderliegenden, aus vorher fertiggestellten Stücken von 1 m Länge zusammengesetzten Rohrleitungen, die nach dem Verlegen mit Beton umhüllt werden, um sie zu einem Ganzen zu vereinigen und sie vor äußeren Kräften zu schützen.

Bei der Herstellung des Betons für die Bauwerke des Kanals wurde in großem Umfange der bei dem Kanalaushub gewonnene, aus sehr verschiedenen Korngrößen zusammengesetzte Sandboden verwendet. Wo die Kiesbeimengungen ziemlich gering waren, wurde Kies hinzugesetzt. Der Zement für den Stampfbeton wurde mit Traß im Verhältnis 2 Zement, 1 Traß in einer zum Mischen von Pulver besonders hergestellten Ransome-Mühle innig gemischt. Der Betontransport bei den Schleusen erfolgt durch Kabelkrane, aber auch in Kippkarren.

Die Schleuse bei Heumen ist zurzeit völlig fertiggestellt, das Schöpfwerk bei Heumen ist in Ausführung, die Schutzdeiche längs des Vorhafens von Heumen sind ebenfalls fertig, der Vorhafen selbst teilweise, ebenso die Kanalstrecken zwischen Heumen und Malden und zwischen Hatert und der Eisenbahn mit Ausnahme des Wegbaggerns der Dämme. Weiter sind die Eisenbetonbrücken in Malden und Hatert vollendet, die in Neubosch nahezu. Die neue Eisenbahnlinie soll demnächst in Betrieb genommen werden. Alle Eisenbahnbrücken sind fertig. Die Straßenbrücke im Zuge des Graafscheweg ist im Bau. Fertig sind auch die drei Düker. Von der Schleuse in Nijmegen ist der Schleusenkörper beinahe fertig. Es wird angenommen, daß der Kanal 1927 in Betrieb genommen werden kann. Busch.

Ein neuer Triebwagen für Baustellen.

Von Dipl.-Ing. Dr. W. Benedict, Duisburg.

Eine bemerkenswerte neue Konstruktion, ein Triebwagen für Kippmulden[1]), ist in der Abb. dargestellt. Ausgehend von dem Gedanken, daß Motor- und noch mehr Dampflokomotiven wirtschaftlich nur von einer gewissen Leistungsmindestgrenze an ausgenutzt werden können, da deren Maschinen einen großen Teil ihrer Kraft zur eigenen Fortbewegung verbrauchen, hat man diesen Triebwagen für mittlere und kleinere Leistungen geschaffen. Infolge seiner verhältnismäßig leichten Bauart verbraucht er nur wenig Kraft zu seiner eigenen Fortbewegung. Durch die auf der Plattform angebrachte Kippmulde kann er einen Teil seines Adhäsionsgewichtes in Zugkraft bzw. Nutzlast umwandeln.

Die Antriebsmaschine besteht aus einem 6-PS-Motor mit direkt angebautem Geschwindigkeitsgetriebe, Brennstoff- und Wasserbehälter. Der Motor ist eine langsam laufende, liegende Einzylinder-Viertaktmaschine mit Wasserkühlung; Kolben, Schubstange und Kurbelwelle sind nach außen abgeschlossen und nach Abbau eines Verschlußdeckels leicht zugänglich. Auf das freie Ende der Kurbelwelle ist ein abnehmbares, besonders schweres Schwungrad aufgezogen, an dem im Bedarfsfalle eine Riemenscheibe zum Antrieb irgendwelcher Arbeitsmaschinen angeschraubt werden kann. Der Motor ist mit einem Zentrifugalregler ausgerüstet, welcher die Gasmenge entsprechend der Belastung einstellt. Unabhängig vom Regler kann die Drehzahl durch einen Handhebel nach Wahl eingestellt werden. Als Brennstoffe können Benzol, Benzin, Spiritus und Petroleum verwendet werden.

Die Verstellung der Geschwindigkeiten — je zwei vorwärts und rückwärts — wird mit einem Handhebel vorgenommen; Vorwärts- und Rückwärtsfahrt werden mit einem Umschalthebel gesteuert. Da außer diesen beiden Hebeln keine weiteren Betätigungsorgane vorhanden sind, kann der Triebwagen von jedem ungelernten Mann gefahren werden. Zum Anlassen wird eine Andrehkurbel benutzt. Der Triebwagen ist für Spurbreiten von 500—760 mm vorgesehen; der kleinste befahrbare Kurvenradius beträgt 7 m, die Fahrgeschwindigkeit 4 bzw. 8 km in der Stunde. Die Bruttozuglast beträgt auf gerader ebener Strecke 28 t bei einer Geschwindigkeit von 4 km/h, 12 t bei 8 km/h; bei einer Steigung von 40 ‰ beträgt die Zuglast noch 6 t, so daß der Triebwagen also stets eine ganze Anzahl von Kippmulden zu fördern vermag.

6 PS-Triebwagen mit angebauter Kippmulde.

Der neue Triebwagen dürfte geeignet sein für die Verwendung auf Baustellen, bei Kanal- und Straßenarbeiten, in landwirtschaftlichen Betrieben, in Ziegeleien, Tongruben, in Steinbrüchen, Sandgruben usw. Dabei kann der Gleisunterbau verhältnismäßig leicht gehalten werden. Selbstverständlich kann der Triebwagen statt mit einer Kippmulde mit einer gewöhnlichen oder einer Kastenplattform versehen werden.

[1]) Hergestellt von der Motorenfabrik Deutz A.-G., Köln-Deutz.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die finanzielle Bauüberwachung.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf.

Mehr denn je zwingen die heutigen schwierigen Wirtschaftsverhältnisse den Unternehmer im Bauwesen zu einer stetigen, finanziellen Kontrolle seiner Baustellen. Sorgfältige statische Berechnung und ökonomische Konstruktion sind neben gewissenhafter Preisberechnung unerläßliche Vorbedingungen für das Gelingen eines Bauwerkes; sie können aber niemals die ständige Überwachung der Bautenabwicklung in geldlicher Hinsicht ersetzen. Ohne eine solche verliert der Geübteste die Übersicht und das Vertrauen zum Gelingen und muß sich zum Schluß auf Überraschungen in der einen oder anderen Richtung gefaßt machen. Darum verlangt ein gut organisierter Baubetrieb eine zwangsläufige finanzielle Kontrolle der einzelnen Baustellen.

Im folgenden soll gezeigt werden, wie eine solche ohne größere Mehrbelastung der Buchhaltung durchgeführt werden kann:

Wohlverstanden handelt es sich bei der von mir betrachteten Prüfung nicht um die sogenannten Nachkalkulationen. Meine Ausführungen beziehen sich auf die „Finanzkontrolle im ganzen". Nebenher laufen in jeder ordentlichen Organisation die statistischen Nachweise über die Zergliederung der Einheitspreise in die verschiedenen preisbildenden Faktoren, welche das Material für neue Preisberechnungen liefern.

Als Grundlage für die finanzielle Beaufsichtigung einer Baustelle vermag der Kostenanschlag nicht zu dienen, da dieser die verschiedenen Bestandteile der anfallenden Selbstkosten durcheinander vermengt in Form von Einheitspreisen enthält. Wir benötigen eine viel klarere Übersicht und finden solche in der ersten hier beigefügten Tabelle der „Preiszergliederung":

Auftrag: ....

Zergliederung der Auftragssumme

(Analog der Zergliederung der Selbstkosten der Buchhaltung) in:

1. Löhne:

.... Meisterstunden je ....
.... Facharbeiterstunden je ....
.... Hilfsarbeiterstunden je ....
zu übertragen: ....

Übertrag: ....

2. Material:

a) Baustoffe

.... t Zement je ....
.... t Kalk je ....
.... t Traß je ....
.... m^3 Kies je ....
.... m^3 Sand je ....
.... Stück Ziegelsteine je ....
.... t Rundeisen je ....
.... t Profileisen je ....
Verschiedene Materialien: ....
....
....

b) Hilfsbaustoffe:

.... m^2 Schalung einschl. Kant- und Rundholz (Abschreibung) je ....
.... m^3 Gerüstholz (Abschreibung) je ....
.... kg Nägel und Bindedraht je ....
.... kg Kleineisenzeug (Abschreibung) je ....

c) Betriebsstoffe:

.... t Kohle je ....
.... kg Öl je ....
.... kWh elektr. Strom je ....
.... kg Benzol je ....
.... kg Putzwolle je ....
Sonstiges ....
....

3. Fremde Arbeiten, die an die Subunternehmer vergeben werden.
4. Allgemeine Unkosten: (Baustelleneinrichtung, Miete und Ersatzteile für Großgeräte; Keingeräte und Werkzeuge; Frachten u. Fuhrlöhne; Gehälter und Reisespesen sowie sonstige Unkosten auf der Baustelle).
5. Soziale Lasten:
6. Generalien:
7. Sonstiges (Provisionen, Risiken usw.):
8. Umsatzsteuer:
9. Gewinn:

....

Bausumme:

Bemerkungen:

..............., den ....

Der Bauoberleiter:

....

Monatliche Brutto-Zwischenbilanz

Baustelle: ....

Vorläufiges Ergebnis am: ....

I. Aktiva.

1. Leistung bis .... gemäß eingereichten Rechnungen ....
2. Weitere Leistungen, die noch nicht in Rechnung gestellt sind ....
3. Halbfertige Leistungen ....
4. Lohnüberteuerungen ....
5. Material-, Frachten- und sonstige Überteuerungen ....
6. Fremde Arbeiten von Subunternehmern ....
7. Tagelohnarbeiten ....
8. Vorhandene Baustoffe, Hilfsbaustoffe und Betriebsstoffe ....
9. Gutschrift für Kleingeräte und Werkzeuge ....
10. Sonstige Gutschriften ....

....

....

II. Passiva.

1. Selbstkosten, welche bis zum .... angefallen und verbucht sind ....
2. Noch nicht verbuchte, aber bis zum .... bereits eingetretene Belastungen ....
   a) Löhne ....
   b) Baustoffe ....
   c) Hilfsbaustoffe ....
   d) Sonstiges ....
3. Soziale Lasten ...... vH der Lohnsumme ....
4. Umsatzsteuer .... vH der Leistungen ....
5. Rückstellungen für Abbau der Baustelle (Frachten und Löhne) ....
6. Weitere Rückstellungen ....
7. Sonstiges ....

....

Vorläufiges Ergebnis: Differenz aus Aktiva und Passiva ....
d. h. .... vH der Leistungen.

..............., den ....

Der Bauoberleiter:

....

Diese Zergliederung enthält in knappster Form diejenigen Faktoren, aus denen sich die Schlußsumme des Kostenanschlages eines Bauwerkes zusammensetzt. Errechnet werden die Einzelbeträge aus der Kalkulation, wobei gleichzeitig eine Kontrolle letzterer stattfindet, da beide Schlußsummen identisch sein müssen.

Die mit der „Preiszergliederung" geschaffene Basis wird nun fortlaufend am Schluß eines jeden Monats zwangsläufig durch die „Monatlichen Bruttozwischenbilanzen" kontrolliert; theoretisch muß demnach bei ungestörter kalkulationsmäßiger Baustellenabwicklung die letzte Zwischenbilanz mit der Preiszergliederung, hinsichtlich der erzielten Generalien plus Gewinn, übereinstimmen. (vgl. obenstehendes Muster).

Die Tabelle für die Zwischenbilanzen läßt erkennen, in welch einfacher Weise nur wenige Zahlen, welche auf der Passivseite von der Buchhaltung, auf der Aktivseite vom Bauoberleiter zusammengetragen werden, zu vereinigen sind, um jederzeit während der Bauzeit klarzusehen; sie führt dem überwachenden Ingenieur zwangsweise die Fehler seiner Bau-

Abb. 1. Graphischer Finanzplan.

ausführung bzw. seiner Kalkulation vor Augen, so daß unter Umständen noch rechtzeitig Abhilfe geschaffen werden kann, und gibt ihm somit eine große Sicherheit in der jeweiligen Beurteilung. Die Praxis hat bewiesen, daß es nicht zweckmäßig ist, die Zergliederung noch weiter, als in beiden Tabellen geschehen, zu treiben. Es bleibt unbenommen, bei einzelnen Stichproben tiefer in die vorliegende Materie, z. B. den Lohnaufwand, den Schalungsverbrauch usw. einzudringen. Die Werte der Tabellen geben im Zusammenhang mit anderweitigem, schnell zu beschaffenden Zahlenmaterial die Möglichkeit hierzu.

Damit die „Zwischenbilanz" mit der „Preiszergliederung" verglichen werden kann, ist es natürlich erforderlich, daß die Selbstkosten in der Buchhaltung in einer Form verbucht werden, welche jederzeit eine direkte Gegenüberstellung mit der Zergliederung der Angebotssumme ermöglicht, d. h. die Selbstkosten müssen in die gleichen Anteile, wie in der „Preiszergliederung" enthalten, zerlegt werden. Dies ergibt sich aber von selbst, da die Buchung der verschiedenen Kosten dem natürlichen Vorgang bei der Baustellenabwicklung folgen muß.

Bei größeren Bauten wird neben der vorstehend beschriebenen Überwachung noch eine Klarstellung über den laufend erforderlichen Geldbedarf und die Geldeingänge nötig. Diese geschieht am einfachsten durch einen „graphischen Finanzplan". In Abb. 1 ist ein solcher in theoretischer Form dargestellt. Als Abscissen sind die Zeiten, als Ordinaten die Geldbeträge gewählt. Die Geldausgänge zerlegt man praktisch in solche, welche zu feststehenden Zeitpunkten unabänderlich fällig sind, z. B. in Wechselverpflichtungen und Löhne, sowie in die übrigen Zahlungen (Lieferantenschulden, Unkosten usw.). Sämtliche Geldausgänge werden alsdann zu einer Resultierenden vereinigt und ebenso die zu erwartenden Geldeingänge graphisch aufgetragen. Da beide Flächen übereinander liegen, erkennt man sofort, zu welchen Zeiten Überschüsse vorhanden sind oder ein Kreditbedürfnis des Unternehmens besteht. Auch die Verzinsung des investierten Betriebskapitals läßt sich durch diesen Plan auf folgende Art ermitteln:

Bezeichnet man mit

- D den jeweiligen über die Ausgaben hinaus vorhandenen Geldüberschuß,
- K umgekehrt den jeweiligen Fehlbetrag, d. h. das Kreditbedürfnis,
- p_D den Zinsfuß für D,
- p_K desgleichen für K,
- t_D bzw. t_K das jeweilige Zeitintervall für D bzw. K bezogen auf die Zeiteinheit, in diesem Fall das Jahr, und mit
- Z den gesamten Zinsbetrag, so folgt:

$$Z = \frac{p_K}{100}\left[\sum K t_K - \mu \sum D t_D\right],$$

worin $\mu = \frac{p_D}{p_K}$ ist.

Für $\sum K t_K$ bzw. $\sum D t_D$ können wir F_K bzw. F_D setzen und erhalten:

$$Z = \frac{p_K}{100}\left[F_K - \mu F_D\right].$$

Beispiel:

$$F_K = 100\,000 \frac{180}{360} = 50\,000 \text{ M.} \cdot \text{Jahr};$$

$$F_D = 50\,000 \frac{90}{360} = 12\,500 \text{ M.} \cdot \text{Jahr};$$

$$p_K = 10; \quad p_D = 5; \quad \mu = 0{,}5;$$

$$Z = \frac{10}{100}\left[50\,000 - 0{,}5 \cdot 12\,500\right] = 4375{,}00 \text{ M.}$$

Man erkennt, daß der graphische Finanzplan auch über alle übrigen für die Finanzierung eines Bauvorhabens wissenswerten Dinge sicheren Aufschluß gibt, besonders über die Größe des erforderlichen Betriebskapitals und den Zeitraum, innerhalb dessen dieses zur Verfügung stehen muß. Nicht zu verwechseln ist der Finanzplan indessen mit einem Ertragsbild der Baustelle.

Ich brauche wohl nicht besonders zu erwähnen, daß die Finanzübersicht in praxi mancherlei Abänderungen erfahren kann und muß, da es sich hierbei um Dinge handelt, welche in vieler Hinsicht durch störende Faktoren, auf welche wenig oder kein Einfluß ausgeübt werden kann, beeinträchtigt werden. Immerhin ist der Wert dieser vorausschauenden Überblicke nicht zu unterschätzen.

Preiszergliederung, monatliche Bruttobilanzen und ein graphischer Finanzplan gehören nach meiner Ansicht zu dem für eine gewissenhafte Bautenkontrolle unentbehrlichen Rüstzeug.

Gerichtliches Gutachten der Industrie- und Handelskammer in Berlin. Holz (Schalbretter). Im Handel mit Schalbrettern hat nach Handelsgebrauch die Feststellung der Gesundheit, der Mengen und der vertragsmäßigen Lieferung der Ware am Empfangsort zu erfolgen, und zwar bei Waggonladungen längstens innerhalb sechs Tagen nach Entladung (§ 28 Abs. 3 der Gebräuche im Holzhandel des Wirtschaftsgebietes der Industrie- und Handelskammer zu Berlin).

Großhandelsindex.

19. Aug.	26. Aug.	2. Sept.	9. Sept.	16. Sept.	23. Sept.
131,6	127,3	127,5	127,6	125,3	124,9

Lebenshaltungsindex (neue Berechnung).

Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	August
135,6	136	136,7	135,5	138,3	143,3	145

Erwerbslosigkeit.

In vH der Mitglieder der Fachverbände.

	Vollarbeitslose			Einschl. Kurzarbeiter		
	31. Mai	30. Juni	31. Juli	31. Mai	30. Juni	31. Juli
Baugewerbe	3,2	3,0	3,5	3,2 [1])	3,0 [1])	3,5 [1])
Produktionsmittelindustrien, durchschn. [2])	—	3,3	3,6	—	6,6	8,0
Gesamtdurchschnitt [3])	3,7	3,4	3,5	8,2	7,9	8,5

Löhne.

a) Durchschnittlicher Stundenlohn im Monat in Hauptorten [4]). (Nach Wirtschaft und Statistik.)

		Gesamtdurchschnitt [3])	Produktionsmittelindustrien [2])	Baugewerbe
Gelernt	Juni	86,3 Rpf	88,7 Rpf	108,4 Rpf
	Juli	88,0 „	90,7 „	110,5 „
Ungelernt	Juni	61,6 Rpf	61,0 Rpf	90,4 Rpf
	Juli	62,8 „	62,4 „	92,2 „

b) Der durchschnittliche monatliche Stundenlohn der Ungelernten betrug in vH des Lohnes der Gelernten (vgl. a)

	Gesamtdurchschnitt [3])	Produktionsmittelindustrien [2])	Baugewerbe
Juni	71,4	68,8	83,4
Juli	71,4	68,8	83,4

c) Der tarifmäßige Lohn im Juli 1925 betrug in vH des tarifmäßigen Friedenslohnes 1913/14 (nach Wirtschaft und Statistik):

	bei Stundenlohn für		bei Wochenlohn für	
	Facharbeiter	Hilfsarbeiter	Facharbeiter	Hilfsarbeiter
Baugewerbe	153,9 vH	163,5 vH	139,3 vH	148 vH
Holzgewerbe	146,1 „	176,6 „	134 „	160,8 „
Buchdruckergewerbe	156,6 „	171,8 „	144,8 „	158,6 „

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

Erste Verordnung zur Durchführung des Gesetzes über die Ablösung öffentlicher Anleihen. Vom 8. September 1925 (RGBl. I, S. 335). Bestellt die Umtauschbehörden, regelt den Umtausch der Markanleihen des Reichs in die Anleiheablösungsschuld, die Gewährung der Auslösungsrechte an Altbesitzer und Gewährung von Vorzugsrenten an Bedürftige. Ein Verzeichnis der für die Ablösung in Betracht kommenden Reichs- und Staatsanleihen ist angefügt.

---

[1]) Im Baugewerbe waren keine Kurzarbeiter, daher gleiche Zahlen.

[2]) Gewogener Durchschnitt aus Bergbau, Metall-, Chem.-, Papiererzeugungsindustrie, Bau- und Holzgewerbe.

[3]) Produktionsmittelindustrien, Verbrauchsindustrien (Textil-, Brau-, Süßwarenindustrie, Buchdruck), Verkehrsgewerbe (Reichsbahn). Gewogener Durchschnitt.

[4]) Für Vollarbeiter der höchsten tariflichen Altersstufe in den Hauptorten.

Bekanntmachung über die Erklärung von Schulden zu Markanleihen des Reiches. Vom 8. September 1925 (Rg. Bl. I, S. 332). Enthält eine Liste der Landesanleihen, die zu Markanleihen des Reichs zur Durchführung der Ablösung erklärt sind.

Verordnung über den Reichskommissar für die Ablösung der Reichsanleihen alten Besitzes. Vom 17. August 1925 (RGBl. I, S. 346). Zur Durchführung der Ablösung wird eine direkt dem Reichsfinanzminister unterstellte Behörde „Der Reichskommissar für die Ablösung der Reichsanleihen alten Besitzes" gebildet.

(Preußen.) **Zweite Verordnung zur Durchführung der Ablösung der Markanleihen der Gemeinden und Gemeindeverbände.** Vom 11. September 1925. (Pr. Ges.-Samml., S. 113.) Die Bestellung der Treuhänder nach § 40, Abs. 4 des Reichsgesetzes über die Ablösung öffentlicher Anleihen erfolgt durch die Regierungspräsidenten, in den Regierungsbezirken Cassel und Wiesbaden und in Berlin durch die Oberpräsidenten.

Zusammenlegung der Zahlungstermine für die preußische Gewerbesteuer. Die Vertretungen der Wirtschaft haben immer auf die außerordentliche Belastung durch die Zersplitterung auf dem Gebiete der Gewerbesteuer hingewiesen. In Würdigung dieser Beschwerden haben die beteiligten preußischen Ministerien in einem Runderlaß vom 27. Juli den Gemeinden empfohlen, nach Möglichkeit die Vorauszahlungstermine für Kapital- und Lohnsummensteuer auf den Tag der Vorauszahlungen auf die Ertragsteuer zu legen.

Werklieferungsangebot „auf Zusage innerhalb 14 Tagen".

(Reichsger. I. 438/23.)

(Nachdruck verboten.) Ein Handwerksmeister hatte einem Kunden am 9. Mai ein Angebot auf Lieferung einer Einrichtung und deren Aufstellung bezw. Montierung „auf Zusage innerhalb 14 Tagen" unterbreitet. Unter anderem enthielt das Angebot auch genaue Angaben der Lieferungs- und Zahlungsbedingungen. Am 22. Mai nahm der Kunde das Angebot schriftlich an, und vorsichtshalber ließ er seinem Briefe am 23. Mai noch ein Telegramm folgen, in dem die Annahme des Angebotes nochmals zum Ausdruck gebracht war. Dieses Telegramm ging dem Handwerksmeister am gleichen Tage zu. Der Handwerksmeister verweigerte nun die Ausführung des Auftrages, indem er behauptete, der Vertrag sei mangels rechtzeitiger Annahme nicht zustande gekommen. Voraussetzung für die Lieferung sei „Zusage innerhalb 14 Tagen" gewesen. Der Kunde habe aber das Angebot nicht innerhalb 14 Tagen angenommen. Diese Zeit sei am 22. Mai abgelaufen gewesen. Erst am fünfzehnten Tage nach dem Angebot, am 23. Mai, sei er in den Besitz der Annahmeerklärung des Kunden gelangt.

Der Besteller sah sich infolgedessen genötigt, gegen den Handwerksmeister Klage auf Ausführung des Auftrages anzustrengen, und er drang auch mit seinem Anspruch in allen Instanzen durch. Mit Recht habe sich die Vorinstanz dahin geäußert, so entschied das Reichsgericht, daß die Frist nicht vom 9. Mai, sondern erst vom 10. Mai gerechnet werden müsse; das folge aus §§ 186, 187. Abs. 1 des Bürgerl. Gesetzb., wonach, falls für den Anfang einer Frist ein Ereignis oder ein in den Lauf eines Tages fallender Zeitpunkt maßgebend ist, bei der Berechnung der Frist der Tag nicht mitgerechnet wird, in den das Ereignis oder der Zeitpunkt fällt.

Wenn der Beklagte in seiner Revison bemängelt, daß die Annahme des Vorderrichters irrig sei, daß vielmehr der Lauf der Frist bereits mit dem 9. Mai seinen Anfang genommen habe, so ist diese Ansicht nicht zu billigen; denn die Anschauung der Vorinstanz entspricht auch der Regelung, die beispielsweise in § 359, Abs. 2 des Handelsgesetzb. für eine Frist von acht Tagen getroffen ist, wonach darunter im Zweifel volle acht Tage zu verstehen sind. Es liegt kein Grund dafür vor, für einseitige Handelsgeschäfte die Frist anders zu regeln. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 27. Aug. 1925.

Kl. 20 i, Gr. 27. 418 524. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung für Befehlsübermittlung mit Angabe der Befehlsfolge. 31. VII. 24. S 66 669.

Kl. 37 b, Gr. 5. 418 609. Fa. Holzmattenwerke Werner Heyd Komm.-Ges., Freilassing. Zusammengesetzter Holzstab für Putzträgergewebe. 4. III. 22. H 88 962.

Kl. 37 e, Gr. 10. 418 538. Emmerich Bálint, Gyula, Ung.; Vertr.: Pat.-Anw. Dr. S. Lustig, Breslau. Schalung zur Herstellung von Eisenbetonrippendecken. 14. VII. 21. B 100 713. Ungarn 15. VII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 25. 418 484. Dr.-Ing. Karl Dammann, Essen a. d. Ruhr, Johannastr. 17. Verfahren zur Herstellung einer stampfasphaltartigen Masse; Zus. z. Pat. 362 529. 2. X. 23. D 44 291.

Kl. 80 d, Gr. 9. 418 474. Wilhelm Hohn, Frankfurt a. M., Oppenheimer Landstr. 69, u. Friedrich Schoof, Eppstein i. Taunus. Handbohrmaschine für Gesteine. 12. X. 24. H 98 816.

Kl. 85 c, Gr. 3. 418 410. George Elliot Perry, Chicago, V. St. A.; Vertr.: B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Anlage zur Reinigung von Abwässern unter mehrmaliger Belüftung derselben. 9. X. 23. P 46 941.

Kl. 85 c, Gr. 3. 418 606. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstraße 57. Verfahren zur Reinigung von Abwasser in Fischteichen. 30. VIII. 23. I 23 984.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 3. Sept. 1925.

Kl. 20 i, Gr. 38. 418 632. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verkehrsüberwachungsapparat für Eisenbahnen u. dgl. 18. X. 24. W 67 341.

Kl. 20 i, Gr. 38. 418 633. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Streckenblockschaltung. 21. IX. 24. S 67 174.

Kl. 37 b, Gr. 5. 418 921. Fa. Elektrotechnische Fabrik Thoßfell G. m. b. H., Thoßfell. Verfahren zur zugsicheren Lagerung von Bolzen in Sacklöchern von Bauteilen. 10. II. 24. E 30 307.

Kl. 37 e, Gr. 6. 418 737. Dr.-Ing. Martin Wagner, Berlin, Inselstr. 6. Klettergerüst. 12. I. 23. W 62 907.

Kl. 80 b, Gr. 1. 418 706. Otto Simon, Berlin-Lankwitz, Waldmannstraße 1. Verfahren zur Herstellung von wasserdichtem Zement und Mörteln. 18. IX. 20. S 54 254.

Kl. 80 b, Gr. 9. 418 707. Hermann Schlißke, Munster Lager. Verfahren zur Herstellung von Baukörpern aus Torf. 19. III. 24. Sch 69 939.

Kl. 80 b, Gr. 13. 418 776. Eugène Ligonnet, Paris; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Überziehen von Gegenständen aus Zement. 16. IV. 24. L 59 987. Frankreich 27. II. 24.

Kl. 81 e, Gr. 22. 418 780. Dr.-Ing. Heinrich Aumund, Zehlendorf, Wannseebahn, Elsestr. 8. Fahrbarer Eisenbahnwagenkipper. 2. III. 24. A 41 718.

Kl. 81 e, Gr. 22. 418 781. Frederick Gilbert Mitchell, London; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anwalt, Berlin SW 11. Kippbühne zum Entladen von Eisenbahnwagen. 13. II. 25. M 88 379. Großbritannien 15. VIII. 24.

Kl. 84 a, Gr. 6. 418 925. Léon Jonneret & Fils Aîné, Genf, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Als Stehbolzen ausgebildetes Zwischenstück für Rechengitter bei Werkkanälen. 24. IV. 23. J 23 660. Schweiz 21. VI. 22.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton. Ein Beitrag zu ihrer Theorie samt Ableitung von Gebrauchsformeln auf Grund neuerer Versuche von Ing. Leop. Herzka, Hofrat, Vorstand der Fachgruppe Brückenbau der österr. Bundesbahn-Dir. Wien-Nordost. Mit 29 Abb. und zahlreichen Tabellen. Verlag Alfred Kröner, Leipzig 1925. Preis 7,— GM.

Die für den Verbundbau hochwertwolle Schrift befaßt sich mit der heutigen Kenntnis des Schwindvorganges im Beton bzw. Zementmörtel und Eisenbeton. Behandelt werden die Schwindspannungen im mittig bewehrten Betonrundstabe, wobei eine Auswertung der Versuche von Graf erfolgt, weiterhin neuere Arbeiten über den Einfluß des Schwindens auf ein- und zweischnittig (symmetrisch) bewehrte Eisenbetonbalken; in diesem Abschnitte werden die Ergebnisse der österreichischen und der Schüleschen Versuche verwertet und Näherungsformeln für Querschnitte, wie oben erwähnt, aufgestellt. Es schließt sich die Besprechung von graphischen Ermittlungen und die Vorführung von Zahlenrechnungen an. Ein letzter Abschnitt bringt die Auswertung der österreichische und der Schüleschen Versuche. Als theoretische Grundlage für die Berechnung der Annäherungsformeln für Schwindspannungen dienen die Annahmen der Navierschen Hypothese

und das Hookesche Gesetz. Die Ableitung strenger Ausdrücke unter Verwendung der aus den Grafschen Versuchen entwickelten Theorie ist zunächst nicht gegeben, weil mit Recht erst abgewartet werden soll, ob die diesen zugrunde gelegten Voraussetzungen durch weitere Versuche bestätigt werden, ob es also u. U. notwendig werden wird, die vom Verfasser gemachten Annahmen teilweise abzuändern.

Immerhin ist es gelungen, und dafür gebührt dem Verfasser der besondere Dank der Fachwelt, mit Hilfe der für mittig bewehrte Verbundquerschnitte aus den Grafschen Versuchen gewonnenen Formeln diese Versuche selbst wissenschaftlich zu erläutern und weiterhin aus den österreichischen und Schüleschen Versuchen wertvolle Beziehungen zwischen der gefundenen Näherungsrechnung und den Meßergebnissen herzustellen. Nach Ansicht des Verfassers reicht aber auch dieses Material noch nicht aus, um bestimmte Vorschläge für die Berechnung von Schwindspannungen bzw. für Abänderung bestehender Vorschriften der Allgemeinheit zu unterbreiten. Dazu wird es noch ergänzender und neuerer Versuche bedürfen, auf die eingehend hingewiesen zu haben ein besonderes weiteres Verdienst der vorliegenden großzügigen Arbeit ist. Im besonderen werden solche Versuche mit Trägern unsymmetrischer Bewehrung und mit Rippenquerschnitten notwendig sein.

Die vorliegende, auf 135 Seiten ausgedehnte Herzkasche Abhandlung bildet eine ebenso willkommene wie wertvolle Grundlage einmal für unsere bisherige Kenntnis von den Schwindvorgängen im Beton wie anderseits für ihre rechnerische Erfassung und theoretische Erklärung, endlich für eine weitere weitschauende Erforschung der hier aufgerollten für den Verbundbau grundlegenden Frage. M. F.

Neue Methoden der Berechnung von Balken und steifen Rahmensystemen. Von W. W. Baschinski, Ingenieur des Verkehrsministeriums. Mit 74 Zeichnungen im Text und 2 Tafeln. Preis 3 Rubel. 1913. Kiew, Buchdruckerei der Kaiserl. St.-Wladimir-Universität.

Teil I. Balken. Kap. 1 Einführung. Kap. 2 Allgemeine Darstellung der Methode (Zusammenhang zwischen den Biegungsfunktionen). Kap. 3. Verschiedene Belastungsarten und ihre Gleichungen (Verteilung der Belastung für die Regelfälle, Ableitung allgemeiner Belastungsgleichungen). Kap. 4. Bedingungen der Endbefestigung der Balken. (Regelfälle der Endbefestigung der Balken. Analytischer Ausdruck der Befestigungsbedingungen.) Kap. 5. Biegungsgleichungen für einfeldrige Balken mit fortlaufender Belastung. (Allgemeine Form der Biegungsgleichungen. Berechnung der von der Belastung abhängigen Koeffizienten. Beispiele 1—9.) Kap. 6. Ableitung der Biegungsgleichungen für einfeldrige Balken mit Einzellasten. Kap. 7. Einfeldrige Balken mit fortlaufender Belastung. Verteilungsgesetz über deren Veränderlichkeit innerhalb des Feldes. Kap. 8. Balken unter der Wirkung von Momenten. Kap. 9. Durchlaufende Balken mit gleichen Feldern. Kap. 10. Bestimmung der Koeffizienten der Biegungsgleichungen für durchlaufende Balken mit n gleichen Feldern mit gleichmäßig verteilter Belastung auf die ganze Länge. (Ordnung der Berechnung der Koeffizienten. Tabelle der Bedeutung der Koeffizienten für verschiedene Felderzahlen. Beispiel 28.) Kap. 11. Bestimmung der Biegungskoeffizienten für Balken, bestehend aus n gleichen Feldern, bei gleichmäßig verteilter Belastung eines Feldes. (Ordnung der Berechnung der Koeffizienten für verschiedene Felderzahlen. Beispiele 29—31.) Kap. 12. Bestimmung der Biegungskoeffizienten für durchlaufende Balken, bestehend aus n gleichen Feldern, bei Belastung eines Feldes mit einer Einzellast P. (Formeln für die Koeffizienten der Biegungsgleichungen. Beispiele 32—34.) Kap. 13. Durchlaufende Balken mit ungleichen Feldern und mit verschiedener Steifheit in den verschiedenen Feldern. (Beispiele 35—37.) Kap. 14. Durchlaufende Balken auf elastischen Stützen (Beispiele 38—39). Kap. 15. Balken mit Gelenken in den Feldern (Beispiel 40). Kap. 16. Balken mit Querschnittänderung im Felde (Beispiel 41). Kap. 17. Sich durchkreuzende Balken. Kap. 18. Anwendung auf die Praxis der Biegungslinien. Kap. 19. Einflußlinien (Beispiele 44—45). Teil II. Strebenlose Rahmensysteme mit steifen Knotenpunkten. Kap. 20. Allgemeine Bemerkungen. Anwendung der Biegungsgleichungen. Kap. 21. Einfeldrige steife Rahmen. Kap. 22. Mehrfeldrige Rahmensysteme. Kap. 23. Symmetrische Rahmensysteme mit symmetrischer Belastung. Kap. 24. Symmetrische Rahmensysteme und Knotenpunktlasten. Kap. 25. Mehrstöckige Stützen. Kap. 26. Strebenlose Fachwerke. Kap. 27. Anwendung der Biegungsgleichungen, erhältlich für Rahmensysteme. Kap. 28. Rahmen mit Eckaussteifung. Kap. 29. Berechnung der Rahmensysteme mit Berücksichtigung der Formänderungen aus den Längskräften. Kap. 30. Formänderungen und Spannungen in Rahmensystemen infolge von Temperaturänderungen.

Erddruck auf Stützmauern von Richard Petersen, o. Professor an der Technischen Hochschule Danzig, Berlin 1924, Verlag von Julius Springer. Mit 80 Abbildungen. (84 S.) 5,40 GM.; gebunden 6,30 GM.

Das Erscheinen einer umfangreicheren Arbeit auf dem Gebiete des Erddruckes überrascht, da jeder, der diese Materie kennt, genau weiß, wie unbefriedigend ihr Studium und wie bedeutsam eine Vertiefung unserer Erkenntnis auf diesem Gebiete für die Wirtschaftlichkeit zahlreicher großer Aufgaben des Bauwesens ist. Der Verfasser beschränkt sich bei der Behandlung des Problems auf die einfachen Formen von Stützmauern, deren Standfestigkeitsnachweis oft genug zu den alltäglichen Aufgaben des Bauingenieurs gehört. Hierfür werden Mauerform und Mauerquerschnitt, Größe des Erddrucks und Mauerbreite in einer Weise in Beziehung gebracht, daß eine Reihe graphischer Tafeln entsteht, die für das rasche Entwerfen einfacher Stützmauern gute Dienste leisten. Der Verfasser behandelt darauf die Größe, Richtung und Lage des Erddrucks auf der von Poncelet, Rebhann und Winkler gegebenen Grundlage des Erdprismas vom größten Druck und der Annahme einer Gleitfläche. Neu sind im Gegensatz hierzu die Betrachtungen über Lage und Richtung des Erddrucks zur Wand. Sie ergeben sich aus den Unstimmigkeiten, die im Grenzfall des Gleichgewichtes bei den bisherigen Annahmen über Lage und Richtung des Erddrucks bestehen. Die wesentlichen Überlegungen beziehen sich auf die Betrachtung des Gleichgewichts der Kräfte an schrägen Erdschichten, deren Bildung parallel zur Gleitfläche angenommen wird. Diese führt zu einer der bisherigen Anschauung gegensätzlichen Verteilung des Erddrucks über die Wandfläche und damit zu einer Verlegung des Angriffspunktes des Erddrucks ins mittlere Drittel der Wandfläche. Zum Schluß wird eine Reihe zeichnerischer Darstellungen der Größe des Erddrucks gegeben, die auf Grund der bekannten analytischen Beziehungen aufgestellt wurden. Die Arbeit ist eine wertvolle Bereicherung der Literatur über Erddruck. Sie vermeidet die auf diesem Gebiete unfruchtbaren Betrachtungen über den Spannungszustand auf Grund von elastischen oder plastischen Eigenschaften des Erdkörpers, da derartige Annahmen niemals die Voraussetzungen einer Bauaufgabe treffen werden. Der Verfasser darf sich vielmehr rühmen, auf Grund einfacher leichtverständlicher Betrachtung die Fachgenossen über eine wichtige Frage belehrt und positive plausible Vorschläge gemacht zu haben. Die Arbeit wird bestens empfohlen. Beyer.

Zur Ergänzung der in diesem Werk (auf Seite 49) entwickelten Gedankengänge ist von demselben Verfasser im Verlag von Julius Springer, Berlin 1925, die Broschüre „Grenzzustände des Erddruckes auf Stützmauern". Mit 26 Abbildungen (16 S.) 0,90 GM. erschienen.

Untersuchung des Dichtigkeitsgrades der durch Anstriche aufgebrachten Schutzschichten. Von Paul Jaeger. Verlag: Forschungs- und Lehrinstitut für Anstreichtechnik. Stuttgart 1925. Preis 1 GM.

Die kleine 15 Seiten umfassende Schrift zeigt, wie ein jeder, ohne besondere Vorkenntnisse, die Dichtigkeit bzw. Durchlässigkeit von Öl- oder Farbschichten nachweisen kann. Zugleich lehrt der Verfasser, wie durch ergänzende Mittel die Durchlässigkeit einer Farbschicht behoben werden kann. Die kleine wertvolle Schrift sei Interessenten bestens empfohlen. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Vortragsreihe der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech).

Wir weisen unsere Mitglieder auf eine interessante Vortragsreihe hin, die die Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech), Berlin SW 48, Verlängerte Hedemannstraße 8, zusammen mit dem Außeninstitut der Technischen Hochschule über technische Auslandsfragen veranstaltet. Es sprechen in der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg

1. Donnerstag, den 12. November 1925: Obering. Siegfr. Hartmann, Der Universalingenieur, seine Ausbildung und seine Bedeutung insbesondere für den Dienst im Ausland.

2. Donnerstag, den 19. November 1925: Prof. Dr. H. Ziemann, Berlin, Klima und Technik in heißen Zonen.

3. Donnerstag, den 26. November 1925: Geh. Oberbaurat Prof. Baltzer, Berlin, Afrikanische Großverkehrsverhältnisse.

4. Donnerstag, den 3. Dezember 1925: Postrat a. D. Dr. M. Roscher, Berlin, Schriftführer der Deutschen Weltwirtschaftlichen Gesellschaft, Der Weltnachrichtendienst.

5. Donnerstag, den 10. Dezember 1925: Dr. Paul Rohrbach, Berlin, Geographische und klimatische Bedingtheiten der Wirtschaft in Nordamerika und Osteuropa.

6. Donnerstag, den 17. Dezember 1925: Dr. Ahrens, Berlin, Die Geologie als Werkzeug des Bauingenieurs bei dem Bagdadbahnbau.

Die Vorträge finden von 6½—8 Uhr abends in der Technischen Hochschule statt. Der Vortragsraum wird demnächst noch näher bekanntgegeben.

Eintritt für die ganze Vortragsreihe 10 M.

Außerdem wird noch ein besonderer gemeinsamer Vortrag der Akotech und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranstaltet werden, über den nähere Bekanntmachung später erfolgt.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang | 9. Oktober 1925 | Heft 27

DIE DONAUVERSINKUNG BEI IMMENDINGEN, EINE FRAGE DES INTERNATIONALEN WASSERRECHTS.

Eine Darlegung der rechtlichen, wasser- und energiewirtschaftlichen Fragen der Donauversinkung zur bevorstehenden Verhandlung des Streites zwischen Baden und Württemberg vor dem Staatsgerichtshof.

Von Regierungsbaumeister a. D. Karl Köbler, Karlsruhe.

Die Donauversinkung zwischen Immendingen (Baden) und Fridingen (Württemberg) und der Wiederaustritt des versunkenen Wassers im Aachtopf bei Engen (Baden), der größten „Quelle“ Deutschlands, hat den wohl interessantesten Rechtsstreit auf dem Gebiete des internationalen bzw. zwischenstaatlichen Wasserrechtes zwischen Württemberg und Baden verursacht. Insgesamt sind es drei Fälle dieser Art, die schon ein gewisses Ansehen erlangt haben: Der Konflikt zwischen den Kantonen Zürich und Schaffhausen wegen Ausnutzung der Rheinfallstrecke zur Krafterzeugung; der Streit zwischen Bayern und Österreich wegen Ausnützung der Tiroler Aach, ebenfalls zur Krafterzeugung; und schließlich der Streit zwischen Baden und Württemberg wegen der Versinkung der Donau im badisch-württembergischen Grenzgebiet. Dieser letzte Fall ist interessanter und die Stellungnahme der beteiligten Staaten sowie anerkannter Rechtsgelehrter um so lehrreicher, als es sich hier zunächst um einen natürlichen geologischen Vorgang handelt, der zum Konflikt führte, und nicht um die künstliche Inanspruchnahme eines Flusses durch Um- oder Ableitung wie in den andern Fällen.

1. Die tatsächlichen Grundlagen.

Die Donau führt diesen Namen von Donaueschingen ab, dem Zusammenfluß der beiden Hauptquellbäche, der Brigach und Breg. Die wichtigsten Zahlen für die Donau, soweit sie im Zusammenhang mit dieser Streitfrage Interesse haben, sind folgende[1]) (vgl. Abb. 1):

Ort	Land	Höhenlage + NN	Oberflächliches Einzugsgebiet km²	Hochwasser 20 tägig m³ sec	Mittelwasser 150 tägig m³/sec	Niederwasser m³/cec
Donaueschingen	Baden	677,5	486	—	—	—
Hausen	Baden	661	764	33	12,0	3,5
Immendingen	Baden	657	820	>35	11,0	2,0
Möhringen	Baden	652	838	28,0	5,5	—
Tuttlingen	Württemberg	640	894	32,0	3,2	0,05
Fridingen	Baden-Württemberg	620	1288	—	—	—
Sigmaringen	Hohenzollern	550	2136	65,0	20,0	2,0
Hundersingen	Baden-Württemberg Grenze	500	2612	—	—	—
Ulm	Württemberg Bayern	460	7611	210,0	110,0	40,0
Günzburg	Bayern	450	9371	320,0	180,0	55,0

Die entsprechenden Zahlen für die Radolfzeller Aach sind[1]):

Ort	Land	Höhenlage + NN	Oberflächliches Einzugsgebiet km²	Hochwasser 20 tägig m³ sec	Mittelwasser 150 tägig m³/sec	Niederwasser m³/cec
Aachtopf	Baden	477,20	9,54	15,0	8,3	3,0
Radolfzell (Mündung i. d. Bodensee)	Baden	—	260	—	—	—

Die Hauptversinkungsstellen liegen nun zwischen Immendingen und Möhringen (Baden) und unterhalb von Fridingen (Württemberg). Das versunkene Wasser tritt hauptsächlich im Aachtopf wieder zutage. Bei der Versinkung im badisch-württembergischen Grenzgebiet handelt es sich also um Versinkung der sogenannten Schwarzwalddonau nach dem Bodensee-Rheingebiet. Betroffen sind die Länder: Baden, Württemberg, Hohenzollern und Bayern und zwar Hohenzollern und Bayern nur als Unterlieger; Baden und Württemberg fungieren wegen der wechselnden Grenzverhältnisse an der Donau und den Versinkungsstellen, die sowohl auf badischem wie auf württembergischem Hoheitsgebiet vorhanden sind, abwechselnd als Unter- und Oberlieger.

Die Tatsache der Wasserversinkung bei Immendingen ist schon seit Jahrhunderten bekannt. Bereits im Jahre 1719 spricht Bräuninger in seinem Buch: „Fons danubii primus et naturalis“ die Vermutung aus, daß die Aach hauptsächlich von der Donau gespeist wird. Im Jahre 1877 wurde aber erst durch Färbung und Salzungsversuche der Beweis erbracht, daß zwischen der Donauversinkungsstrecke und der Aachquelle (es ist dies der Ursprung der sogenannten Radolfzeller Aach), die den Hegau (Singen) durchfließend, bei Radolfzell in den Bodensee mündet), ein unterirdischer Zusammenhang besteht. Um nach Möglichkeit diesen Zusammenhang auch zahlenmäßig erfassen zu können, wurden seitens der beteiligten badischen und württembergischen Regierungen in den Jahren

Abb. 1. Übersichtskarte zur Donauversinkung.

[1]) Die Zahlen stammen teils aus württembergischen, badischen und bayrischen hydrographischen Jahrbüchern, teils sind sie aus eigener Erfahrung und Umrechnung unter Benutzung der Wassermessungen in den letzten Jahren ergänzt. Sie machen daher auf volle Genauigkeit keinen Anspruch, sollen vielmehr die hydrographischen Verhältnisse zunächst nur ungefähr veranschaulichen.

1887—1891, 1898—1904 und dann seit 1922 Wassermengenmessungen und Wasserstandsbeobachtungen an verschiedenen Pegeln der Donau und Aach durchgeführt.

Vorweg sei bemerkt, daß es bis jetzt trotz aller Messungen und Versuche noch nicht gelungen ist, einwandfreie hydrographische Beziehungen zwischen Donau und Aach herzustellen. Neue Färbungs- und Salzungsversuche sind geplant. Es wird aber noch geraume Zeit vergehen, bis sich ein klares Bild über den Zusammenhang zwischen Donau und Aach einerseits, zwischen Donau und dem ganzen mit der Aachquelle korrespondierenden Quellhorizont im Hegau andererseits und schließlich zwischen verschiedenen noch nicht genau bekannten Einzugsgebieten und der Aachquelle ergibt, und bis auch besonders der zweifellos sehr bedeutende Einfluß des großen Donauriedes unterhalb Donaueschingen auf die Wasserführung der Donau und damit auf die versinkenden Wassermengen geklärt ist.

Einwandfrei steht bis jetzt folgendes fest: Auf der Strecke von Immendingen (Baden) bis unterhalb Fridingen (Württemberg), wo der Donaulauf im Weissjura liegt, versinkt Wasser und zwar zeitweise so viel, daß das Donaubett bereits unterhalb Immendingen bis gegen Tuttlingen völlig trocken liegt. Das Wasser versinkt in die Klüfte und Spalten des Kalkgebirges. Zwischen diesen versinkenden Wassermengen und der 172 m tiefer liegenden Aachquelle, die im oberen Weißjura emporkommt, besteht ein Zusammenhang, der durch Salzungs- und Färbungsversuche bei Immendingen und Fridingen nachgewiesen ist.

Während der unterirdische Lauf des versinkenden Wassers, die Gesteins- und Höhenschichten, in denen es sich bewegt, nicht bekannt sind, sind die Hauptversinkungsstellen allmählich ziemlich genau bekannt. Abgesehen von Versinkungen in den Quellflüssen der Donau, so besonders in der Breg zwischen Bräunlingen und Hüfingen, wo das Wasser unterirdisch ab und vermutlich der Wutach zufließt, ist die oberste bekannte Hauptversinkungsstelle im Wehrteich der Immendinger Maschinenfabrik[2]). Die Hauptversinkung geht hier vermutlich in der Sohle vor sich. Etwa 2 km unterhalb des Immendinger Wehres, im sogenannten Brühl, tritt die Donau auf rd. 1,2 km Länge unmittelba an das rechte südliche Steilufer. Auf dieser ganzen Streck ist das Flußbett leck. Nach einer kurzen wenige 100 m langen versinkungsfreien Strecke unterhalb der Einmündung de Einödtales sind die sogenannten „Hattinger Weglöcher“, di deutlich als Spalten ausgebildet und bisweilen mehr als mann tief sind. Weitere Versinkungen werden bei Tuttlingen vermute Die letzten Hauptversinkungen dieser Strecke befinden sic dann kurz unterhalb Fridingen auf württembergischem Gebie etwa 23 km unterhalb Immendingen. Hier sind es ausge sprochene Spalten, die sich im felsigen Ufer in der großen Donau schleife befinden. Bei all diesen Versinkungsstellen hande es sich um die sehr durch lässigen Betakalke, in d das Wasser der Donau je nac Wasserstand mit mehr od weniger starkem Geräusc verschwindet.

Abb. 2. Der „Aachtopf“.

Die Hauptmasse des ve sunkenen Wassers tritt nu im sogenannten Aachtop mit großer Gewalt aus zw Spalten empor (vgl. Abb. 2 Die Luftlinie Immendinge —Aachtopf mißt 12 km, d Fridingen—Aachtopf 18 km Weitere Quellen befinde sich etwa 100 m unterhal beim Dorf Aach. Die Aach quelle liegt im Obere Weißjura und zwar in de Delta-Epsilon-Kalken. Da von vielen Verwerfungen un Flexuren durchzogene un durch vulkanische Ausbrüch zerrüttete Gebiet zwische Donau und Aach ist geo logisch noch nicht genügen erforscht, so daß an viele Stellen die Lage und Größ der Störungen nicht genü gend klar gestellt ist. Wi sich das versunkene Donau wasser fortbewegt, ob i einem System netzartig ve zweigter feiner Risse, o in ausgedehnten mehrstöl kigen Höhlensystemen kan daher heute noch nicht g sagt werden.

Für die Streitfrage ist in dessen noch wichtig, daß d Aachquelle zweifellos nicht nur durch das versinkende Donau wasser gespeist wird, sondern auch durch das in dem sehr durch lässigen, mit seinen Schichten von der Donau zur Aach fallende Gebirge südlich der Donau bis zur Aach versinkende Tagwasser Während das oberflächliche Einzugsgebiet der Aachquelle nu etwa 10 km² mißt, umfaßt das Gelände zwischen Donaulau und Aachtopf weitere etwa 90 km². Das ganze Gebiet ist ge kennzeichnet durch Trockentäler, Erdrutsche, Dolinen un dergl., die auf starke Erdbewegungen und Verkarstung schließe lassen. Außerdem ist aber mit Bestimmtheit anzunehmen, da auch das Gebiet nördlich der Donau seine Niederschläge tei weise und zwar in Form eines von der Donau in tiefere Schichte verlaufenden Grundwasserstromes nach dem Aachtopf zu abgib Andererseits wird noch vermutet, daß verschiedene ander Quellen im Hegau, die dem gleichen Quellhorizont wie de Aachtopf angehören, ganz oder zum Teil von Donauwasser bzw von zur Donau gehörigen Oberflächeneinzugsgebieten gespeis sind.

[2]) Nach den Pegelablesungen an der Donau der letzten Jahre zu schließen, scheint es, als ob zwischen den beiden staatlichen Donaupegeln bei Kirchen-Hausen und Zimmern eine zeitweise nicht unbedeutende Wassermenge dem oberirdischen Donaulauf verloren geht. Der Donaupegel bei Immendingen weist dagegen zeitweise nicht nur größere Ablesungen als der Pegel bei Zimmern, sondern überraschenderweise auch größere Ablesungen als der noch weiter oberhalb liegende Pegel bei Kirchen-Hausen auf. Ob dies mit einer natürlichen teilweisen Aufstauung des Grundwasserstromes in der Nähe des Pegels bei Immendingen zusammenhängt, oder ob es Ungenauigkeiten der Pegelablesungen sind, bei Immendingen unter anderem bedingt durch Einflüsse von Rückstau oder Absenkung am Immendinger Wehr, läßt sich noch nicht feststellen.

2. Die hydrographischen Beziehungen zwischen Donau und Aach.

Für die Beurteilung der Bedeutung der Versinkung für den Donau- und Aachlauf ist zunächst die Schluckfähigkeit der verschiedenen Versinkungsstellen bzw. die Ergiebigkeit der Aachquelle maßgebend; außerdem aber besonders für die Beurteilung der Verhältnisse an der Donau auch die Anzahl der sogenannten Vollversinkungstage, also die Zeit, in der das Donaubett von Immendingen bezw. dem Brühl abwärts jährlich trocken liegt, oder so wenig Wasser führt, daß Mißstände, wie Absterben der Fische und Wasserpflanzen, ungenügende Verdünnung eingeleiteter Abwässer usw. auftreten. Während die erste Frage nur auf Grund langjähriger, einwandfreier Wassermessungen an der Donau und Aach beantwortet werden kann, dann aber ein vollständiges Bild über den hydrographischen Zusammenhang, über Stillstand, Zurückgehen oder Anwachsen der Versinkungserscheinungen im ganzen gewähren würde, gibt die Zahl der Vollversinkungstage keinen unmittelbaren Einblick in das Wesen der Versinkung, läßt aber, da sie viel einwandfreier zu ermitteln ist und gerade für die Beurteilung der Streitfrage für die Anlieger der Donautrockenstrecke besonders wesentlich ist, schon jetzt gewisse Schlüsse zu.

Um es vorweg zu nehmen: Die Frage nach der Größe der jeweiligen Versinkungsmenge und danach, ob und welche Zusammenhänge zwischen der Größe der jeweiligen Versinkungsmenge und der Wasserführung der Donau- und Aachquelle bestehen, ist bis heute noch in keiner Weise gelöst. Nicht nur, daß die in früheren Jahren vorgenommenen regelmäßigen Wassermessungen infolge starker Verkrautung, Verkiesung oder Vereisung der Pegelstellen fast durchweg unbrauchbar sind, leiden auch die neuen Messungen seit 1922 an der gleichen Ungenauigkeit. Außerdem ist nach den bis jetzt vorliegenden Messungen sicher, daß sich ohne gleichzeitige Beobachtungen einer ganzen Reihe anderer Faktoren wie Lufttemperatur, Luft- und Bodenfeuchtigkeit, Verdunstung, genaue Niederschlags- und Abflußmessungen im ganzen Gebiet, eingehende Beobachtungen des Grundwasserstandes usw. eine auch nur annähernd zutreffende Gesetzmäßigkeit nicht wird feststellen lassen. Die Menge des versinkenden Wassers hängt außerdem nicht nur von der Wasserführung der Donau ab, sondern im hohen Maß vom Zustand der Versinkungsstellen, der seinerseits wieder durch Pflanzenwuchs, Verkrautung, Verkiesung und Hochwässer wesentlich beeinflußt wird. Der Eintritt der Vollversinkung an der Donau ist bei einer Wasserführung der Aachquelle von 4,5 m^3/sek (6. VII. 1908) von 7,5 m^3/sek (2. XI. 1909) und 11,78 m^3/sek (28. VIII. 22), also weit auseinanderliegenden Werten beobachtet worden. Wesentlich auf die Versinkung bezw. auf den Wasserhaushalt des Abflusses der Aachquelle wirkt schließlich die Rückhaltefähigkeit des von Donaueschingen bis Geisingen sich erstreckenden Donauriedes. Aus der Ganglinie der Donau und Aach für das Jahr 1922 und 23 (vgl. Abb. 3) geht hervor, wie wenig regelmäßig die Beziehungen zwischen versunkenen Wassermengen und Aachwasserführung sind. Auffallend ist die Erscheinung, daß, nachdem während lang anhaltender Trockenperioden (Vollversinkung) die Wasserführung der Aach und die Versinkungsmenge annähernd gleich waren, bei Eintritt einer stärkeren Versinkung (Aufhören der Vollversinkung bei plötzlichem Anschwellen der Donau) die Wassermenge in der Aach sofort wesentlich größer wird als die aus der Donau zugeführte Wassermenge. Dies läßt darauf schließen, daß bei anhaltendem Niederwasser die Aach schließlich nur noch aus der Donau gespeist wird, während in der nassen Jahreszeit das oben erwähnte unterirdische, von der Donau unabhängige Einzugsgebiet zuspeist. Das oberirdische topographische Einzugsgebiet der Aachquelle könnte nicht annähernd diesen Überschuß liefern. Die größere Wasserführung der Aach zu Beginn der Vollversinkung läßt sich zwangslos ebenso erklären, wenngleich hierfür auch die von anderer Seite vermutete Aufspeicherung in unterirdischen Stauräumen als Erklärung dienen könnte.

Abb. 3. Ablesungen an Donau- und Aachpegeln von August 1922 bis Dezember 1923.

Die vorhandenen Wassermessungen sind also so unzuverlässig, daß sich keine unbedingt gültige Dauerlinie für die Donau oberhalb und an den Versinkungsstellen oder für die Aach konstruieren läßt. Die Frage, wie groß die Versinkung tatsächlich

ist und ob sie im Lauf der Jahre mengenmäßig zugenommen hat, läßt sich also bis heute weder bejahen noch verneinen. Die Tatsache, daß die Triebwerke an der Aach im Laufe der letzten Jahrzehnte auf höhere Wassermengen um- bezw. ausgebaut wurden, läßt durchaus nicht ohne weiteres auf eine Zunahme der Wasserführung der Aach schließen, da die gleiche Erscheinung, nämlich Erhöhung des Ausbaus, infolge besserer Erkenntnis der wasser- und energiewirtschaftlichen Bedingungen der Wasserkraftnutzung im Zusammenhang mit besseren Wirkungsgraden, besser regulierfähigen Turbinen und wegen des gesteigerten Kraftbedarfs überall zu beobachten war.

Was nun die Zahl der jährlichen Vollversinkungstage betrifft, so läßt sich die Frage danach freilich besser beantworten. Die Aufzeichnungen hierüber gehen bis zum Jahre 1884 zurück. Die Tage der jährlichen Vollversinkungsdauer geben nun allerdings für sich allein betrachtet auch wieder keine geeignete Grundlage zur Beurteilung des Versinkungsproblems nach dieser Richtung. In nassen Jahren sind es weniger Vollversinkungstage als in trockenen Jahren. Einflüsse von nassen Jahren auf folgende trockene Jahre können aber diese Beziehungen erheblich trüben. Außerdem ist nicht die Niederschlagshöhe, sondern die Abflußhöhe der geeignetere Maßstab, an dem die Tage der Vollversinkung jeweils zu messen sind. Als Regenmeßstation für das Gebiet der Schwarzwalddonau kommt Donaueschingen in Betracht. Seit 1910 stehen außerdem noch Pegelablesungen an dem einen Quellfluß der Donau, der Breg, bei Hammereisenbach zur Verfügung, die gestatten, wenigstens eine ungefähre Beziehung zwischen Niederschlag und Abfluß im Donaugebiet herzustellen. Wenn man sich nun auf einen Vergleich mit den Niederschlagshöhen bei Donaueschingen beschränkt, da die Beziehung Abfluß zu Niederschlag erst seit 1910 hergestellt werden kann, so ergibt sich das in Abb. 4 dargestellte Bild. Wenn man zunächst die jährlichen Zahlen von Niederschlag und Vollversinkung miteinander vergleicht, so scheint die Zahl der Vollversinkungstage, gemessen am jährlichen Niederschlag im Laufe der letzten beiden Jahrzehnte auffallend zugenommen zu haben. Wenn man nun versucht, mehrjährige Mittelwerte zu bilden, so ist das Ergebnis jedoch sehr von der Art der Zusammenfassung der Jahre abhängig. Im folgenden ist eine 10-, 7- und 5-jährige Zusammenfassung gezeigt. Eine Zusammenfassung, die den Charakter der einzelnen Jahre berücksichtigt, also z. B. mit einer nassen Periode beginnt und mit der folgenden trockenen endigt, gibt wieder andere Ergebnisse. Es müssen dabei selbstverständlich andere Jahresgruppen für die Ermittlung der Niederschlagshöhe als für die der Vollversinkungstage gebildet werden, da offensichtlich die Auswirkung des hydrographischen Charakters eines Jahres etwa 1—3 Jahre dauert, wohl in erster Linie eine Folge der Rückhaltefähigkeit des Donauriedes. Einheitlich bei jeder Gruppierung scheint jedoch die jährliche „Vollversinkungszahl" $\frac{t_v \times 100}{N}$ (t_v = Zahl der jährl. Vollversinkungstage; N = Niederschlagshöhe in mm) im Laufe der Beobachtungszeit erheblich zugenommen zu haben und zwar von rd. 7 in den achtziger Jahren auf rd. 20 in der letzten Beobachtungsperiode (einschl. 1924). Das gleichmäßige Zunehmen der „Vollversinkungszahl" ist besonders anschaulich bei der Mittelbildung nach dem hydrographischen Charakter der Jahre ersichtlich.

Abb. 4. Vollversinkungszahlen.

Diese Tatsache der offensichtlichen Zunahme der Zahl der Vollversinkungstage, gemessen an der Niederschlagshöhe ist nun bei richtiger Erfassung der ganzen Streitfrage von weit größerer Bedeutung als eine Zunahme der Wasserführung der Aach und der versunkenen Wassermengen.

Damit kommen wir zur Entstehung des Rechtsstreites.

3. Die Entstehung des Rechtsstreites zwischen Baden und Württemberg.

Der Konflikt zwischen Baden und Württemberg über die Versinkungsfrage hat sich unmittelbar im Zusammenhang mit der wachsenden Wasser- und energiewirtschaftlichen Nutzung an Donau und Aach entwickelt.

Die Tatsache der Versinkung auf badischem Gebiet war, wie oben schon erwähnt, seit Jahrhunderten bekannt; die

Tatsache des Wiederaustritts der Hauptmengen des versunkenen Wassers in der Aach wurde jedoch erst durch den im Jahre 1877 vorgenommenen Färbversuch bestätigt. Die Feststellung der Versinkungsstellen bei Fridingen, also von Versinkungsstellen auch auf württembergischem Gebiet und des Zusammenhangs Fridingen-Aachtopf wurde erst im Jahre 1907 gemacht.

Den natürlichen Vorbedingungen entsprechend, trat nun von jeher an der Donau die Nutzung für den sogenannten „Gemeingebrauch" also Fischerei, Einleitung von städt. und gewerblichen Abwässern, Entnahme von Wasser für Gerberei (Tuttlingen) usw. in Vordergrund, während an der gefällstarken Aach sich sehr bald zahlreiche Triebwerke entwickelten, welche die Grundlage für eine blühende Industrie bis weit unterhalb Singen abgaben. Es handelt sich dabei um 25 Einzelanlagen, die zusammen rd. 55,1 m Gefälle an der Aach ausnützen bei einer insgesamt ausgebauten Leistung von rd. 3000 PS, wobei die in den einzelnen Anlagen ausgenutzte Wassermenge zwischen 1,4 und 9,44 m³/sek schwankt[3]). An der Donau also überwiegt der Gebrauch des Wassers als Stoff, an der Aach hauptsächlich Ausnutzung zur Krafterzeugung und zwar in ziemlich bedeutendem Umfang. Daß Mitte des vorigen Jahrhunderts ein Streit noch nicht entstehen konnte, selbst wenn der Zusammenhang Donau-Aach bekannt gewesen wäre, liegt eben daran, daß bei verhältnismäßig schwacher Industrie an der Donau und bei noch wenig entwickelter Einsicht über Erfordernisse der Städtereinigung und Hygiene im allgemeinen einerseits und bei dem damals noch kaum beachteten Gedanken der Wasserkraftnutzung andererseits keiner der an Donau oder Aach Wassernutzungsberechtigten einen Mangel an Wasser oder eine Einschränkung seiner berechtigten Wassernutzung fühlte. Nachdem dann aber in der Folgezeit durch wachsende Industrialisierung und mit zunehmender Bevölkerung der württembergischen Donaustrecke, durch Neuansiedlung von Industrien auf den Wasserkräften der Aach der Wert des Wassers mehr geschätzt wurde, machte sich das Fehlen von Wasser in der Donau bei Vollversinkung an den inzwischen festgestellten Hauptversinkungsstellen bei und unterhalb Immendingen bis gegen Tuttlingen immer fühlbarer. Andererseits führten die von württembergischen Interessenten vorgenommenen Versuche, die badischen Versinkungsstellen zu verstopfen, zu Störungen in der Wassernutzung an der Aach. Da in Tuttlingen, also von württembergischen Anliegern der Donauversinkungsstrecke, hauptsächlich Gemeingebrauch ausgeübt wurde, machte sich hier eine Vollversinkung mit all ihren Folgen (Trockenliegen des Flußbettes, Absterben der Fische und Wasserpflanzen, Schwierigkeit der Wasserversorgung infolge Sinkens des Grundwasserspiegels, ungenügende Durchspülung des Flußbettes) in sehr unangenehmer Weise geltend. Aus diesem Grunde kam auch der erste Anstoß zur Behandlung der Versinkungsfrage von Tuttlingen, wobei zunächst ausschließlich hygienische Gesichtspunkte hervorgehoben wurden und die Sicherung einer bestimmten Mindestwassermenge, die um die Versinkungsstellen umgeleitet werden sollte, verlangt wurde. Ansprüche wegen Wassernutzung zur Krafterzeugung an der Donau, die im Laufe des Streites von den Donauanliegern bis Ulm geltend gemacht wurden, brauchen kaum ernst genommen zu werden, da bei einem durchschnittlichen Rinngefälle von rd. 1:900 zwischen Immendingen und Ulm und der verhältnismäßig kleinen Mittelwasserführung der Donau auf dieser Strecke an eine wirtschaftliche Großausnutzung nicht zu denken ist, während die Ausnutzung nach der Aach zu ganz außerordentlich wirtschaftlich und konzentriert erfolgen kann und die Gefällsverhältnisse der Aach selbst mit 1:400 viel günstiger sind als an der Donau. (Gefälle der Donau Immendingen—Ulm 190 m, L = 173 km; Gefälle Donau—Aach bzw. Immendingen—Aachtopf 172 m, L = 12 km Luftlinie; Gefälle der Aach: Aachtopf bis Radolfzell: 86 m, bei L = 34 km, also rd. 1:400). Für die Beurteilung der Frage durch die geschädigten Donauanlieger muß daher, wenn man den Anstoß zum Streit nicht vergessen hat oder vergessen will, die Größe der versunkenen Wassermengen und die Kenntnis der genauen hydrographischen Beziehungen zwischen Donau und Aach weniger von Belang sein als die Tatsache zeitweiliger Vollversinkung und das Trockenliegen des Flußbettes überhaupt, wobei sich mangels genügenden Zuflusses von Wasser die geltend gemachten Schädigungen besonders auswirken. (Auf der Strecke Immendingen—Tuttlingen mündet ein kleiner Zufluß, der Krähenbach, kurz vor Tuttlingen die Elta, so daß die wirklich völlig trockene Flußstrecke bei Vollversinkung nur etwa von Immendingen bis Möhringen reicht, also eigentlich nur badisches Gebiet betrifft. Immerhin ist die Wasserführung der württembergischen Strecke doch so gering, daß eine geordnete Wassernutzung nicht mehr erfolgen kann. Tuttlingen hat sich in der Zwischenzeit vorläufig durch Aufstau der Donau in der Stadt geholfen (vgl. Abb. 5).

Abb. 5. Donaustau in Tuttlingen.

Es treten nun sehr bald, schon 1884, die württembergische Regierung als Vertreterin der Interessen der Donauanlieger auf, wie die badische Regierung die Interessen der Aachanlieger wahrte. Hauptversinkungsstellen waren bis 1907 nur auf badischem Gebiet bekannt, während Ersatzansprüche ausschließlich von den unterliegenden württembergischen Donauanliegern (von Hohenzollern und Bayern wurde die Frage mehr theoretisch behandelt) geltend gemacht wurden. Mit Entdeckung der Fridinger Versinkung im Jahre 1907 und deren Zusammenhang mit dem Aachtopf trat der Konflikt in ein neues Stadium. Württemberg hatte damit ein Kompensationsobjekt. Die Verhandlungen waren im Jahre 1914 schon so weit gediehen, daß sich Baden und Württemberg auf eine Wassermenge von 250 l/sek geeinigt hatten, die bei Vollversinkung um die Versinkungsstellen unterhalb Immendingen umgeleitet werden sollten. Die württembergische Regierung sollte sich dagegen verpflichten, an den Versinkungsstellen auf württembergischem Hoheitsgebiet, insbesondere bei Fridingen, Änderungen weder vorzunehmen noch zuzulassen; nur für den Fall einer wesentlichen Zunahme der Versinkung an der württembergischen Donaustrecke behielt man sich neue Vereinbarungen vor. Dieser Vergleich kam jedoch nicht zustande, da man sich über die Entschädigung der Wassertriebwerke an der Aach nicht einigen konnte und die badische Regierung auf eine Entschädigung durch Württemberg bestand.

Hier ist eine Zwischenbemerkung über die voraussichtliche Höhe der Entschädigungsansprüche der Aachanlieger am Platze: entsprechend dem an der Aach ausgebauten Gefälle von im ganzen 55,1 m bedeutet der Entzug von 1 m³/sek einen Leistungsverlust von rd. 400 kW, bezogen auf die Antriebswelle der Wasserkraftmaschine. Da der

[3]) Vgl. „Bad. Wasserkraftkataster", Heft 4: Radolfzeller Aach. Veröffentlicht von der Wasser- u. Straßenbaudirektion, Karlsruhe 1924.

Wasserentzug aber nur so lange fühlbar ist, als die Ausbauwassermenge der einzelnen Werke nicht erreicht ist, ergeben sich auf Grund einer genauen Berechnung, in der auch die mittlere Betriebszeit der Werke berücksichtigt ist, folgende Verlustzahlen[4]):

Bei Entzug von 0,25 m³/sek = rd. 200 000 kWst
„ „ „ 0,50 „ = „ 400 000 „
„ „ „ 1,00 „ = „ 850 000 „

Unter der Voraussetzung, daß alle Werke auf elektrischen Antrieb eingestellt sind (was nur für die größeren Werke zutrifft), die Ersatzkraft also in Form von elektrischem Strom geliefert werden könnte, ergibt sich eine Wertminderung von 20—85 000 M. jährlich, wobei 10 Pfg/kWst für Stromeinkauf angenommen wurden. Mit 6,5 vH kapitalisiert, ergeben sich: 335 000 M., 670 000 M. und 1 420 000 M. als Wertminderung der Wasserkräfte an der Aach für die oben genannten entzogenen Wassermengen, also immerhin Beträge, die von keinem der Beteiligten freiwillig aufgewendet werden dürften, besonders da noch weitere Aufwendungen für Elektrifizierung einzelner Anlagen hinzukämen.

Was nun die damit zusammenhängende Frage betrifft, wie weit die oben genannten Wassermengen den Ansprüchen der Donauanlieger genügen, so ergeben sich bei einem Gefälle von 1:1500 für die in Betracht kommende Strecke, einem Rauhigkeitsbeiwert von 0,030 nach Ganguillet und Kutter und bei Annahme einer flachen Parabel als Form des Flußbettes, das bei 15 m³/sek auf eine mittlere Breite von B = 30 m gerade gefüllt wird, folgende Zahlen:

Abgabe an die Donau m³/sec	Füllung des Donauflußbettes	
	Wassertiefe T m	Breite des Wasserspiegels b m
0,25	0,18	12,1
0,50	0,25	14,15
1,00	0,33	16,2

Aus den Auftragungen Abb. 6 ist ersichtlich, daß die Linie der Wertminderung der Aachwasserkräfte den Linien, die die Füllung des Donauflußbettes angeben, wesentlich voreilt. Es ist also im höchsten Grade unwirtschaftlich, mehr Wasser der Donau zuzuführen, als zur Durchspülung des Flußbettes in Zeiten der Vollversinkungen bedingt nötig ist. Die früher zwischen den beiden Regierungen diskutierte Wassermenge von 0,25 m³/sek dürfte in dieser Beziehung richtig gewählt gewesen sein. Das Ergebnis würde noch klarer zu ungunsten einer unnötig reichlichen Wasserabgabe an die Donau sprechen, wenn man die mit dem Versinkungsgefälle mögliche Krafterzeugung hinzurechnet, also statt 55 m rund 200 m zugrunde legt.

Abb. 6.
Beziehung: Wasserentzug Aach — Wertminderung — Wasserabgabe an Donau — Füllung des Donaubettes.

[4]) Es ist dabei angenommen, daß die gesamte an die Donau-Trockenstrecke abgegebene Wassermenge der Aach tatsächlich entzogen wird, was durchaus nicht oder wenigstens nicht immer der Fall zu sein braucht.

Ein Vergleichsvorschlag, die bei Immendingen an die Donau abgegebenen Wassermengen zum Teil und zwar soweit sie größer sind als die bei Fridingen von Natur versinkenden Wassermengen bei Fridingen wieder künstlich zu versenken, scheiterte an technischen Schwierigkeiten und an Einsprüchen seitens Hohenzollern und Bayern.

Die nach dem Krieg wieder aufgenommenen Verhandlungen zeigten nun aber, daß sich die Verhandlungsgrundlagen vollständig verschoben hatten. Württemberg verlangte nicht mehr eine gewisse Mindestwassermenge zur Behebung der hygienisch ungünstigen Zustände an der Trockenstrecke (sie waren an der ungünstigsten Stelle bei Tuttlingen in der Zwischenzeit eigentlich behoben worden), sondern es machte nunmehr energiewirtschaftliche Gründe geltend zur Verbesserung der Ausnutzung der an der Donau bestehenden Triebwerke. Preußen für Hohenzollern und Bayern schlossen sich diesem Vorgehen an. Der Krieg und die Kohlenknappheit einerseits, die Armut Württembergs an Wasserkräften andererseits haben zweifellos diese Verschiebung des bisherigen Ausgangspunktes der Verhandlungen veranlaßt.

Inzwischen wurde Baden schließlich eines Tages vor die vollendete Tatsache gestellt, daß der württembergische Gemeindeverband Tuttlingen bei Fridingen ein Kraftwerk erstellte, wobei die fragliche Flußschleife, in der die Versinkungsstellen liegen, und an der auch Baden mit etwa 3 km Anlieger ist, durch einen Stollen abgeschnitten wurde. Die Streitfrage wurde außerdem noch zugespitzt dadurch, daß mit dem Bau des Kraftwerkes begonnen wurde, ohne die Genehmigung Badens und dessen Bedingungen zur Umleitung abzuwarten. Die von Baden während des Baues und noch nach Inbetriebnahme des Werkes vorgeschlagene Regelung des Teilstreites Fridingen—Donaukraftwerk: Einbau von Schwellen in das Flußbett auf die Länge der Schleife, um eine Versinkung des über das Donauwehr abgelassenen Wassers im bisherigen Umfang zu sichern, kam nicht zustande, da Württemberg diese Frage mit der Versinkung auf badischem Gebiet zusammen behandelt wissen wollte und außerdem Anfang November 1924 die Fridinger Versinkungsstellen künstlich schloß. Württemberg wollte damit zweifellos gegen die Behandlung der Frage durch Baden protestieren und gleichzeitig kund tun, daß es frei über die auf seinem Hoheitsgebiet liegende Flußstrecke verfügen kann.

Von Württemberg wird außerdem noch besonders geltend gemacht, daß durch Verordnungen des badischen Bezirksamtes Engen in den 70er Jahren und im Jahre 1911 betr. Unterhaltung des Donaulaufes die Versinkung wegen der dadurch angeblich verhinderten Flußpflege zugenommen habe. In der Erkenntnis, daß die Versinkung wesentlich vom Zustand der Versinkungsstellen abhängig ist, daß nämlich Ablagerung von Kies und das sogenannte Wasserkraut, je nachdem beides etwa aufstauend wirkt und damit die Wassertiefe vergrößert bzw. kleine Wassermengen auf die Versinkungsstellen zulenkt, fördernd oder hindernd auf die Versinkung einwirkt, hat das badische Bezirksamt Richtlinien für die Flußpflege herausgegeben, die in erster Linie eine natürliche Verstopfung der Versinkungsstellen vorbeugen und hindern sollen. Baden stützt sich dabei besonders auf die Tatsache, daß der unterirdische Abfluß der Donau zur Aach ein natürlicher Wasserlauf sei, für den also, soweit es sich um badisches Hoheitsgebiet handelt, die gleichen Rechtsgrundsätze maßgebend seien, wie für einen oberirdischen Wasserlauf. Diese Verfügungen der badischen Regierung werden nun von Württemberg als besonders unrechtmäßig angefochten. Man glaubt nachweisen zu können, daß seit der „Unterlassung einer ordentlichen Flußpflege“ die Versinkung bedeutend zugenommen habe, und zwar sowohl die Zahl der Vollversinkungstage, als auch die von der Donau zur Aach versinkenden Wassermengen. Baden seinerseits besteht auf den Standpunkt, daß diese Verordnung zu Recht erfolgt sei, daß die Aachanlieger auf das in der Donau versunkene Wasser Anspruch hätten, daß Württemberg aber andererseits wegen des Ausbaus des Fridinger

Kraftwerkes, falls dadurch die Versinkung ungünstig beeinflußt werden sollte, an die Aachanlieger Ersatz leisten müsse.

Nachdem also eine Einigung zwischen den beiden Staaten, von Erwägungen der Rechtslage ausgehend, nicht zustande gekommen ist, soll nun auf Antrag Württembergs der Staatsgerichtshof den Streit schlichten. Der Antrag der württembergischen Regierung geht dahin, „die badische Landesregierung für verpflichtet zu erklären, dafür zu sorgen, daß 1. die Wehrwage des Wassertriebwerkes der vormals fürstlich-hohenzollernschen Maschinenfabrik Immendingen dicht gemacht und dicht erhalten oder auf andere Weise vor Versinkung des angestauten Wassers gesichert wird, falls nicht durch Beseitigung des Wehres und Wiederherstellung eines vor Versinkungen gesicherten Flußlaufes oder durch Verlegung des Wehres an eine andere gesicherte Stelle die Versinkungen der Donau in der genannten Wehrwage beseitigt werden sollen, daß 2. das Donaubett auf der Gemarkung der Stadtgemeinde Möhringen von der Gemarkungsgrenze gegen Immendingen an abwärts bis zu dem Wehr der früheren Stadtmühle in Möhringen von den Hindernissen des regelmäßigen Wasserlaufs, soweit sie sich in den Sand- und Kiesbänken entgegenstellen, geräumt, durch Schaffung einer regelmäßigen Flußsohle verbessert und in diesem Zustande gehalten wird."

Das württembergische Ministerium hat sich dabei ausdrücklich vorbehalten, nach Einlauf der Erwiderung der badischen Landesregierung weitere Anträge zu stellen.

Aus diesem Antrag ist zu ersehen, daß nun der ganze Komplex der Frage aufgerollt wird. Vorschläge, die eine Erörterung der Rechtslage wegen der außerordentlichen Schwierigkeit des Problems vermeiden wollen und eine Einigung durch Abschluß eines Staatsvertrages zwischen Württemberg und Baden anregten, auf der Grundlage einer Ausnutzung der Versinkung zur Erzeugung von elektrischer Energie in einem Donau-Aachkraftwerk, Überlassung der Kraft an Württemberg und gleichzeitige Umleitung gewisser Mindestwassermengen um die Versinkungsstellen (die Kosten hierfür sind erst bei gleichzeitiger Schaffung einer werbenden Anlage wie des Donau-Aachwerkes tragbar)[5]), werden von den beteiligten Regierungen und Interessenten zurzeit zwar noch geprüft. Es scheint jedoch bedauerlicherweise von den beteiligten Regierungen gegenwärtig eine andere Lösung als durch Austragung des Streites vor dem Staatsgerichtshof nicht mehr angestrebt zu werden. Württemberg drängt auf Entscheidung, da es eine rasche Zunahme der Versinkung befürchtet.

4. Die Rechtslage.

Über die rechtliche Seite der Donauversinkung liegen schon zahlreiche Auslassungen von berufenen Bearbeitern vor[6]). Bei der Beurteilung der Donauversinkungsfrage handelt es sich um Rechte an einem Durchgangsfluß. Es müssen, da es ein internationales bzw. deutsches Wasserrecht nicht gibt, die allgemeinen Grundsätze des Völkerrechts angewendet werden. Die gesetzlichen Bestimmungen, die jeweils für die beiden Länder gelten, die Einordnung der Donau oder der Aach oder des unterirdischen Donau-Aachstromes zu den in den einzelnen Ländern üblichen Gewässerkategorien ist für die Beurteilung nicht ausschlaggebend; mag die Donau in Württemberg ein öffentlicher Wasserlauf sein, in Baden ein sogenannter natürlicher Wasserlauf im Eigentum der anliegenden Gemeinde, immer handelt es sich letzten Endes um den Anspruch des einen Staates als Inhaber der Gebietshoheit gegen den andern. Die Verhältnisse werden dadurch komplizierter, daß es sich, von dem Vorwurf Württembergs einer Vergünstigung der Versinkung durch die Verordnungen der badischen Regierung zunächst abgesehen, um die Auswirkungen eines natürlichen Vorganges handelt. Bei allen Betrachtungen über diese Frage muß angeknüpft werden an den Zustand, der zur Zeit der Entdeckung des Zusammenhangs Donau-Aach bzw. vor den von Württemberg geltend gemachten Eingriffen Badens in die Versinkungserscheinung durch angebliche Vernachlässigung einer geordneten Flußpflege bestand. Die Fragen, die sich dann ergeben, sind:

1. Welches ist die Rechtslage, wenn der status quo tatsächlich geblieben ist?
2. Welches ist die Rechtslage, wenn die Versinkung zugenommen hat, ohne daß irgendwelche Eingriffe und Maßnahmen Badens dies verschuldet haben?
3. Wie ist die Rechtslage, wenn die Versinkung infolge der Maßnahmen und Verordnungen der badischen Regierung zugenommen hat?

Seit Bestehen des Streites ist Württemberg das hauptsächlich geschädigte Land infolge der an der Donautrockenstrecke mit zunehmender Einwohnerzahl der Städte und wachsender Industrialisierung wachsenden Mißstände; Baden ist der hauptsächlich gewinnende Teil infolge der auf Aachwasserkraft sich mehrenden Industrie. Um dem Kern des Problems näher zu kommen, ist es zweckmäßig, sich außerdem noch vorzustellen, wie die Verhältnisse liegen würden, wenn Baden-Württemberg ein einheitliches Hoheitsgebiet wäre.

Zu Frage 1. Wenn der status quo geblieben ist, und die Tatsache der zeitweisen Vollversinkung in Württemberg wegen der inzwischen gewachsenen Inanspruchnahme des Flusses heute schwerer empfunden wird als früher, dann bleibt Württemberg nur übrig, zunächst auf Grund freiwilliger Vereinbarung mit Baden sich eine gewisse Mindestwassermenge zu sichern. Dabei sind Verluste, die den Aachanliegern entstehen sollen, von Württemberg zu tragen, aber nur insoweit, als sie im Rahmen der den Aachanliegern verliehenen Nutzungsbefugnis auftreten. Die Überleitung einer Mindestwassermenge wird von Württemberg nicht erzwungen werden können, selbst wenn es sich um Sicherung des mehr oder minder lebensnotwendigen Gemeingebrauchs der Donauanlieger handelt. Ansprüche, die sich aus gestiegenem Energieverlangen in Württemberg auf Wasser zur Kraftnutzung herleiten, sind vollends gegenstandslos.

Zu Frage 2. Hat sich der status quo ohne Einwirkungen infolge natürlicher Vorgänge verändert, und hat dabei die Versinkung zugenommen, so ist die Rechtslage grundsätzlich die gleiche wie bei 1. Württemberg kann nur auf Grund einer freiwilligen Vereinbarung mit Baden etwas erreichen. Der Fall ist nur deshalb noch interessanter, weil er oder Fall 3 der wahrscheinlichere ist, und weil die Grenzpfähle zwischen Baden und Württemberg dabei ganz besondere kuriose Verhältnisse schaffen. Es ist durchaus denkbar, daß die Versinkung in Zukunft raschere Fortschritte macht als bisher, und daß die Wasserführung der Aach ständig zunimmt, die Trockentage der Donau immer zahlreicher werden (der umgekehrte Fall, eine Zurückbildung der Erscheinung ist weniger wahrscheinlich)[7]). Das Flußbett der Aach ist sehr knapp bemessen. Der Normalwasserspiegel am Mittel- und Unterlauf steht nur wenig unter dem auf beiden Seiten liegenden Kulturgelände (besonders Wiesen). Schon gegenwärtig tauchen in wasserreichen Zeiten Klagen wegen Versumpfung auf, auch die Triebwerke haben

[5]) Vgl. Köbler, Das Problem der Donauversinkung, Deutsche Wasserwirtschaft 1924, Heft 8.

[6]) Meurer, „Die neuesten Fragen des internationalen Wasserrechts", Zeitschrift für Politik 1911. Reitzenstein, „Das Recht der Staaten an gemeinsamen Flüssen", Diss. Würzburg 1911. Schulthess, „Das internationale Wasserrecht", Zürich 1911.

[7]) Das braucht durchaus kein geologischer Vorgang in der Versinkungserscheinung sein. Es ist durchaus möglich, daß die oben gezeigte Veränderung der Vollversinkungszahlen durchaus äußerliche Gründe hat, und sehr wesentlich von einem in bestimmter Weise gehaltenen Zustand der Versinkungsstellen abhängig ist. Sehr wesentlich kann auch eine Verschiebung im Abflußvorgang sein, da bei einer gleichen mittleren Wasserführung der Donau öfter auftretende stärkere Hochwässer geringere Wassermengen zum Versinken bringen, mit Rücksicht auf die beschränkte Schluckfähigkeit der Gesamtversinkungsstellen. Wie weit noch Einflüsse der Temperatur bzw. der Jahreszeiten auf den Gesamtversinkungsvorgang einwirken, läßt sich einwandfrei noch nicht feststellen. Es wurde die Vermutung ausgesprochen, daß die Versinkungsprozente im Winter kleiner seien als im Sommer. Es ist jedoch wahrscheinlich, daß dies in erster Linie durch die Wasserführung im oben genannten Sinne bedingt ist.

z. T. unter Rückstau zu arbeiten. Wenn nun die Aachwasserführung so zunimmt, daß diese zeitweisen Unannehmlichkeiten zu dauernden Mißständen werden, dann wird Baden den Weg zu Württemberg suchen müssen, oder wenn Württemberg zu Verhandlungen nicht geneigt ist, umfangreiche kostspielige Arbeiten zur Abführung des verstärkten Quellabflusses durchführen müssen, wenn es nicht einfach, wie es Württemberg getan hat, nun seinerseits die Versinkungsstellen verstopfen will, um den Zufluß zur Aach zu hemmen. Diese Verstopfung kann nun aber wieder an der württembergischen Donaustrecke unhaltbare Zustände schaffen, da man sich dort vielleicht bereits auf diese neuen Verhältnisse eingestellt hatte. Jedenfalls: würden Grenzpfähle zwischen Baden und Württemberg nicht stehen, so würde das Hoheitsgebiet, dem Donau und Aach angehört, rechtzeitig nach einem Ausgleich der Interessen suchen, der dann sicher ohne Schwierigkeit und ohne Verletzung wohl erworbener Rechte gefunden würde.

Die Schwierigkeit der ganzen Frage liegt eben in der hydrographischen Einheit des Streitobjektes, wobei eben jeder Staat als Inhaber der Gebietshoheit für seinen Teil auf den Nachbarstaat keine Rücksicht nehmen zu müssen glaubt.

Zu Frage 3. Nach dem oben unter Absatz 2 Gesagten scheint eine Veränderung in der Versinkungserscheinung tatsächlich eingetreten zu sein und zwar scheint die Vollversinkungszahl im Laufe der nun 40jährigen Beobachtungsperiode zugenommen zu haben. Ob die Wasserführung des Aachtopfes mengenmäßig zu-, die der Donau abgenommen hat, kann auch nicht annähernd genau festgestellt werden. Ein Schluß nach dieser Richtung scheint indessen naheliegend, wenn er auch nicht zahlenmäßig belegt werden kann, obwohl auch eine Abnahme der versunkenen Wassermengen trotz wachsender Vollversinkungszahlen bis zu einem gewissen Grade theoretisch denkbar wäre.

Wie kam nun diese Änderung zustande? Württemberg erklärt, daß infolge Vernachlässigung der Flußpflege an dem badischen Donaulauf die Versinkung der Aach zugenommen habe und daß damit der Zustand seit 1877 sich zu ungunsten Württembergs geändert habe. Es besteht nun die Frage: Sind diese Eingriffe zu Recht erfolgt oder nicht, und wie weit brauchen sich die beiden Staaten derartige Eingriffe gegenseitig gefallen zu lassen?

Die Verordnung des badischen Bezirksamtes Engen, die zweifellos eine Beeinflussung der Versinkungsstellen zur Folge haben sollten, wenn auch im negativen Sinn (es sollten natürliche und künstliche Verstopfungen der Spalten und Klüfte zur Sicherung genügenden Zuflusses zur Aach verhindert werden) sind nun zwar vom Standpunkt der Gebietshoheit Badens aus unbedingt zu Recht erfolgt. Nun handelt es sich jedoch um Ausübung des Hoheitsrechtes an einem Durchgangsfluß, für den nach völkerrechtlichen Grundsätzen das Prinzip der Gleichberechtigung von Ober- und Unterstaat gilt. Der eine Teil muß stets sein Hoheitsrecht so ausüben, daß das Recht des andern Teils neben diesem bestehen kann. Das ist der Grundsatz „neminem lädare" oder etwas weiter gefaßt: „In suo quisque facere non prohibetur, dum alteri non nocet". Manche Rechtslehrer stellen jedoch den Satz gegenüber: „Qui jure suo utitur, nemini facit injuriam". Der Staat, der sich jedoch diesen Grundsatz zu eigen machen würde, würde sich außerhalb der völkerrechtlichen Gemeinschaft stellen. Nachdem es aber heute keinem Staat, geschweige denn zweien Bundesstaaten Deutschlands mehr möglich ist, außerhalb jeglicher Gemeinschaft isoliert zu leben, ergibt sich daraus die Verpflichtung, ein als gleichberechtigt anerkanntes Völkerrechtssubjekt nicht zu verletzen. Es erhebt sich nun die Frage, was ist Verletzung der Integrität des andern Staates und wie weit muß sich der andere Staat eine merkliche Beeinträchtigung gefallen lassen. Meurer stellt folgende Richtlinien auf: Bei Gemeinschaftsflüssen ist jede Ausnützung berechtigt, durch welche der Nachbar nicht oder nicht wesentlich geschädigt wird. Dagegen kann nicht einfach die Erhaltung des status quo verlangt werden. Der eine Teil braucht sich nicht dauernd Beschränkungen aufzuerlegen, damit der andere Teil um so unbeschränkter walten kann oder nicht in Mitleidenschaft gezogen wird. Der Oberstaat hat dem Unterstaat gegenüber die Pflicht, das Flußbett so im Stande zu halten, daß der Unterstaat keinen nennenswerten Schaden leidet. Er hat insbesondere auch gegen die Erweiterung der Versinkstellen Vorkehrungen zu treffen bzw. ihre Beseitigung herbeizuführen, wenn dadurch die Wasserkraft auf dem Nachbargebiet eine merkliche Minderung erfährt. Selbstverständlich darf nichts geschehen, was das Versinken sogar begünstigt. Diese Auslassungen haben allerdings nur grundsätzliche Bedeutung. Es bleibt immer noch die Frage offen, was ist „nennenswerter Schaden", „merkliche Minderung", „Beschränkung", „Mitleidenschaft" usw. Reitzenstein versucht nun die Frage dahin zu beantworten, daß die Gefährdung der „Existenz" des einen oder andern Betroffenen als Maßstab dienen soll. Eine derartige Gefährdung liegt nun gegenwärtig für die württembergischen Donaulieger zweifellos eher vor als in Zukunft für die Aachanlieger, wenn man dem Donaulauf eine gewisse kleine Mindestwassermenge um die Versinkungsstellen zugeleitet hätte. Immerhin tritt bei der Wasserumleitung wieder die Frage auf, wer den an der Aach zweifellos entstehenden Schaden zu vergüten hat. Reitzenstein sagt auch hier ganz richtig, daß das bei den zwischenstaatlichen Verhandlungen zunächst gleichgültig ist, „da kein Völkerrechtssubjekt sich der Verletzung eines andern schuldig machen darf, auch wenn der Erfüllung dieser Pflicht wohl erworbene Privatrechte in seinem Land entgegenstehen."

Es scheint also, daß Eingriffe Badens, die eine Schädigung Württembergs zur Folge hatten, mögen sie auch nach den Landesgesetzen zulässig sein, von völkerrechtlichen Erwägungen aus nicht gebilligt werden können. Desgleichen natürlich auch die Eingriffe Württembergs bei Fridingen. Baden und Württemberg müßten demnach den Schaden wieder gut machen und zunächst den status quo wieder herstellen.

Die Schwierigkeit liegt nun freilich wieder darin, daß niemand den status quo zahlenmäßig definieren kann, und daß es schwierig ist, eine derart komplizierte und weit verzweigte Erscheinung, als die sich die Donauversinkung darstellt, durch künstliche Maßnahmen auf einen bestimmten Zustand festzulegen. Es wird ferner schwierig sein, nachzuweisen, ob die sogenannten Eingriffe Badens an einer Veränderung überhaupt ganz oder teilweise schuld waren, und wie groß die gegenwärtige Abweichung vom status quo ist.

Zusammenfassend also: Der status quo läßt sich zahlenmäßig nicht feststellen; somit auch nicht die Abweichung des gegenwärtigen Zustandes von diesem status quo. Selbst der gegenwärtige Zustand läßt sich hinsichtlich der versinkenden Wassermengen nur ungefähr charakterisieren, nicht aber genau bezeichnen. Die Herstellung des status quo ist wegen der Unklarheit, was darunter zu verstehen ist, nicht möglich. Eine weitere Reihe von Jahren neuere Beobachtungen abzuwarten, unter möglichster Vermeidung der bisherigen Fehler und Ungenauigkeiten, ist wegen des kritischen Zustandes der Erscheinung im höchsten Maße unangebracht, da sich eine solche Beobachtung auf Jahrzehnte erstrecken muß. Eine Änderung des gegenwärtigen Zustandes ist dringend und nicht nur für Württemberg, sondern auch für Baden ist die möglichste Fixierung eines Zustandes dringend erwünscht. Württemberg hat zweifellos gegen Entschädigung auch über den status quo hinaus einen gewissen Anspruch auf eine Mindestwassermenge für den inzwischen gewachsenen Gemeingebrauch an der Donau, nicht aber auf eine vermehrte Zufuhr von Wasser zur Kraftnutzung. Falls der Aach über den unbekannten status quo hinaus zugunsten Württembergs Wasser entzogen würde, müßte Württemberg Entschädigung leisten.

Man sieht somit, daß aus Erwägungen auf Grund der Rechtslage eine Schlichtung des Streites wohl unmöglich und eine Lösung der ganzen Frage vom rein formal rechtlichen Standpunkt aus unzweckmäßig ist, da die Neuordnung der Verhältnisse an der Donau und Aach weitergreifen muß.

Der innere Grund des Vorstoßes von Württemberg ist nun — und darüber sollten sich alle Beteiligten keiner Täuschung hingeben — weniger der Wunsch, die hygienischen Zustände an der Donau zu bessern, die heute nach der Aufstauung der Donau bei Tuttlingen eigentlich tragbar, wenn auch verbesserungsbedürftig zu nennen sind. Aus der Klagebegründung Württembergs für den Staatsgerichtshof geht klar hervor, daß es energiewirtschaftliche Gründe sind, die den neuen Anstoß gegeben haben, wie der Streit vor einigen Jahren auch durch den Bau des Kraftwerkes bei Fridingen wieder neu belebt wurde. Es ist bekannt, daß Württemberg wenig wirklich wirtschaftlich ausbaufähige Wasserkräfte hat, daß aber sein Kraftbedarf ganz bedeutend und dauernd steigt. Der Ausbau des Neckars hilft nur örtlich; der Anschluß an das Bayernwerk nur zeitlich (im Sommer), der Ausbau der Wasserkräfte in Vorarlberg ist eine durch die Not erzwungene Maßnahme. Es ist bekannt, daß sich Württemberg auch für Oberrheinkräfte der Strecke Konstanz—Basel interessiert.

Wenn man nun diese Gesichtspunkte bei der Beurteilung des Vorgehens Württembergs in der Donauversinkungsfrage nicht vergißt, so drängt sich eine Lösung auf, die geeignet sein dürfte, nicht nur den alten Streit zu beseitigen, sondern den Bedürfnissen und Wünschen beider Länder Rechnung zu tragen.

Es ist bekannt, daß durch die Ausnützung des Versinkungsgefälles und der Versinkungswassermenge ein bedeutendes Großkraftwerk am Aachtopf zu schaffen ist. Würde nun die badische Regierung die Ausnutzung dieser Kraft Württemberg überlassen, dann wäre eine für die Lösung des Rechtsstreites wünschenswerte Verquickung der beiderseitigen Interessen erreicht. Württemberg wäre dann nicht nur an der Donau, sondern auch an der Wasserführung der Aach interessiert (mit den von der Donau zur Aach übergeleiteten und zur Kraftnutzung verwendeten Wassermenge) und zwar an der Donau mit dem sogenannten Gemeingebrauch, an der Aach aber mit z. Zt. wesentlich wichtigeren energiewirtschaftlichen Interessen. Wird Württemberg der Ausbau des Donau-Aachwerkes überlassen, dann geht sein Bestreben schon ganz von selbst auf Überleitung von möglichst viel Wasser zur Aach und Beschränkung der der Donau zu erhaltenden Wassermenge auf das tatsächlich kleinste Maß. Der Vorteil dieser Lösung liegt auch noch darin, daß alle andern nicht produktiven Anlagen und Einrichtungen (Umleitung der Mindestwassermenge an der Donau, evtl. Ablösungsansprüche der Aachanlieger, sonstige durch den künstlichen Eingriff in die Versinkungserscheinung bedingten Ersatzansprüche und -Leistungen z. B. Ausbleiben von Quellen u. dergl.) durch die gleichzeitige Schaffung eines großen Wasserkraftwerkes überhaupt erst tragbar werden. Nach der wasserwirtschaftlichen Seite muß das Bestreben dahin gehen, sowohl die Donau- als die Aachwasserführung möglichst unabhängig von den Versinkungen zu halten, ohne jedoch vorläufig den Zustand der Versinkungsstellen selbst zu ändern, sondern durch Umleitung bestimmter größerer Wassermengen um die Hauptversinkungsstellen zwischen Immendingen und Möhringen und deren Verteilung nach einem bestimmten Schlüssel an Donau und Aach, nach der Aach über das Donau-Aachwerk. Das grundsätzlich Neue dieser praktischen Lösung des Donauversinkungsproblems ist die Neuregelung der gesamten Wasserwirtschaft an Donau und Aach und die Verquickung der natürlichen Interessen Württembergs an der Donau mit den badischen Interessen an der Aach über das Donau-Aachwerk. (Jahreserzeugung des Donau-Aachwerkes 65 Millionen kWst, die je nach Bedarf und Geländeverhältnissen durch Schaffung eines Tagesspeichers oder durch Angliederung eines Pumpspeicherwerkes an geeigneter Stelle ganz oder zum Teil als reine Tragkraft abgegeben werden können). Dieser Vorschlag beruht auf Untersuchungen und Arbeiten des Süddeutschen Ingenieurbüros A.-G., vorm. Ludin A.-G., Karlsruhe, und des Professors der Geologie Dr. Wilser (Universität Freiburg) und hat gegenüber allen andern einseitigen nur auf die Erbauung eines Donau-Aachwerkes gerichteten Vorschläge den Vorteil, daß das gesamte Problem erfaßt und gelöst werden soll und das darin vorgeschlagene, an Württemberg zu überlassende Donau-Aachwerk einfache und klare Linienführung aufweist, und von den wirtschaftlich möglichen Werken das Einzige ist, dessen Durchführung aus geologischen Gründen nicht zweifelhaft ist.

Es wäre zu wünschen, daß sich die beiden Regierungen rechtzeitig verständigen, daß sich ein evtl. Urteil des Staatsgerichtshofes nicht allein auf den formal rechtlichen Standpunkt aufzubauen braucht.

DIE VERKEHRSAUSSTELLUNG MÜNCHEN 1925.

Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde.

Die Eisenbahntechnische Ausstellung in Seddin 1924[1]) hat bei allen Besuchern einen nachhaltigen Eindruck von dem trotz aller Bedrängnis ungebrochenen Geist der deutschen Technik und der deutschen Wirtschaft hinterlassen.

Beschränkte sich diese Ausstellung auch vorwiegend auf das rollende Material und das Eisenbahnmaschinenwesen, so war andererseits der Bedeutung des Bauingenieurwesens für den Eisenbahnverkehr weniger durch die Ausstellung selbst, als durch die gleichzeitig veranstaltete Eisenbahntechnische Tagung Ausdruck geben.

In weit überwiegender, beinahe umfassender Form ist aber den mannigfachen Aufgaben des Bauingenieurs bei der diesjährigen Münchener Verkehrsausstellung sinnfällig Ausdruck verliehen. Diese Ausstellung zeigt in fast lückenloser Form die in den letzten Jahren auf allen Gebieten des Verkehrs erzielten, zum Teil außerordentlichen Fortschritte. Sie zeigt aber auch, wie die große Not unseres Volkes und unserer Wirtschaft mit zwingender Notwendigkeit zur Verbilligung und Verbesserung unseres Verkehrs und zu neuen Wegen und Formen der Verkehrswirtschaft führen muß, und wie damit vornehmlich dem Bauingenieur neue Aufgaben in überraschender Zahl und Mannigfaltigkeit erwachsen.

[1]) Vgl. „Der Bauingenieur" 1924, S. 782—785.

Aufgebaut auf dem nächst der Bavaria und der Münchener Festwiese prächtig gelegenen Ausstellungsgelände, ist die Münchener Verkehrsausstellung vom Stadtinnern in wenigen Minuten bequem zu erreichen und bietet in ihrer übersichtlichen Gliederung (vgl. Abbildung) dem Besucher eine hervorragende Zusammenstellung alles dessen, was deutscher Erfindergeist und deutsche Ingenieurarbeit in den letzten Jahren auf dem Gebiet des Verkehrs geleistet haben.

Sie umfaßt in vier Hauptgruppen: Landverkehr, Wasserverkehr, Luftverkehr, Postverkehr, alle Zweige, die ein Bild von der Größe und Bedeutung der Verkehrseinrichtungen geben, und in einer fünften Gruppe „Allgemeines": Eignungsprüfung, Unterrichts- und Werbewesen.

Die Hauptgruppe „Landverkehr" gliedert sich in drei Abteilungen: Eisenbahn-, Straßen- und Kleinbahn- und Straßenverkehr.

Wenn auch nicht in so reichem Maße wie in Seddin, so weist doch die Abteilung „Eisenbahnverkehr" zunächst eine ansehnliche und interessante Zusammenstellung von Eisenbahnfahrzeugen auf. Hierfür ist an der Südseite des Ausstellungsparks ein besonderer Ausstellungsbahnhof mit rd. 2500 m Gleislänge und 38 000 m² Bodenfläche geschaffen. Hier finden sich neben den gebräuchlichsten Typen der Dampflokomotiven auch elektrische Diesel- und Turbo-Lokomotiven, ferner

Triebwagen für Dampf, elektrischen und Ölbetrieb, außerdem Fahrzeuge für die Personenbeförderung, Groß-Güterwagen, Selbstentlader und ein besonderer Fahrzeugpark für Schmalspurbahnen. Der größte Teil dieser Fahrzeuge ist in einer besonderen offenen Halle von etwa 6000 m² Grundfläche untergebracht, über die später noch Näheres gesagt werden soll. — Den Bauingenieur interessieren hier viele, teilweise auch in Seddin gezeigte Neuheiten auf dem Gebiete des Oberbaues, des Eisenbahnsicherungswesens und Rangierbetriebes. Besonders beachtenswert sind die Versuche zwangläufiger Auflösung und Neubildung von Güterzügen, deren Anlage nach Dr. Bäseler von der Fa. Vögele A.-G., Mannheim, ausgeführt ist. Diese Firma zeigt weiterhin noch verschiedene verkürzende doppelte Kreuzungsweichen, eine Gleiskurve von 35 m Halbmesser, verschiedene einfache Weichen mit Zungen ohne Überschneidung und gekrümmte Herzstücke, schließlich noch eine Drehscheibe, deren Hauptträger aus zwei durch ein Gelenk verbundenen Teilen besteht, wodurch eine bessere Verteilung der Lasten auf die Stützpunkte erzielt wird. — Eine den Ausstellungsbahnhof dicht berührende Liliputeisenbahn soll den Besucher vom Haupteingang aus rasch über das Ausstellungsgelände befördern. Englischen Vorbildern nachgeahmt, ist diese kleine Bahn wohl aber mehr für das Vergnügen der Besucher gebaut und erfreut sich — wohl ihrer Neuheit wegen — regen Zuspruchs.

Die zahlreichen Arbeitsgebiete der Eisenbahnverwaltung sind in übersichtlicher Form größtenteils in der Halle I, der alten, durch ihre schöne vollwandige eiserne Dachkonstruktion bekannten Ausstellungshalle, veranschaulicht. In statistischen Übersichten und Schaubildern gibt hier die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft einen allgemeinen Überblick über den Umfang und die Bedeutung der deutschen Eisenbahnen, deren Gesamtleistungen, Einnahmen und Ausgaben, Organisation, Personen- und Güterverkehr, Tarifwesen, Betriebsdienst, Zugbildungen und Unfälle. Der Eisenbahnbetrieb selbst wird an einem 27 × 14 m großen Eisenbahnbetriebsmodell veranschaulicht. Alle Vorgänge, die bei der Zugbildung, -beförderung, -auflösung und Zugsicherung sich abspielen, werden mit diesem Modell vorgeführt, ebenso auch die Funktionen von Rangieranlagen und Verschiebebahnhöfen, und so wird dem Laien das Verständnis für eine Reihe von Ausstellungsgegenständen vermittelt. — Für die meisten Besucher bedeutet dieses Versuchsmodell zweifellos den Clou der Ausstellung. Seine baulichen Anlagen gliedern sich in einen großen Verschiebebahnhof, einen Eisenbahnknotenpunkt und einen Hafenbahnhof mit Hafenbecken und Verladeanlagen. Der Zugverkehr wird elektrisch betätigt, und an dem Modell, welches zu bestimmten Stunden erläutert und in Betrieb gesetzt wird, fehlt nicht die geringste zur betriebssicheren Ausrüstung gehörende Kleinigkeit.

In einer weiteren Abteilung Bahnbau zeigt die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft eine Reihe beachtenswerter Bahnlinien und Kunstbauten, ferner Modelle, wie Abfertigungs- und Betriebsanlagen, Empfangsgebäude, Musterentwürfe von Bahnsteighallen, Umladehallen, Bekohlungsanlagen und dergl. mehr. Die Entwicklung der Lastenzüge wird ebenfalls auf übersichtlichen Zusammenstellungen gezeigt. Vorzügliche Bilder, Modelle und Pläne vervollständigen diese ausgezeichnete Sammlung, die man sich — soweit der Brückenbau in Frage kommt — höchstens noch etwas reichhaltiger wünschen könnte. Besondere Beachtung verdienen das von der Reichsbahndirektion Augsburg ausgestellte Modell der gegenwärtig durch die M. A. N. in hochwertigem Baustahl St. 48 erbauten Eisenbahnbrücke über den Lech von 91 m Stützweite und ein Modell der Trogenbachbrücke des Baukonstruktionsamtes München. —

Es finden sich hier ferner vor: das Modell der neuen Elbbrücke bei Hämerten, ausgeführt von Krupp und Eilers in hochwertigem Baustahl St. 48, ein Modell der Reichsbahndirektion Oldenburg von der neuen, durch die Gutehoffnungshütte und die M. A. N. ausgeführten Eisenbahnbrücke über die Ems bei Wehner, mit einer Klappbrücke, und schließlich Modelle der alten und neuen Warnowbrücke bei Niex, ausgestellt von der Fa. Gollnow & Sohn, Stettin, die damit eine interessante Brückenauswechselungsarbeit zur Schau bringt. Auch einige Eisenbetonbrücken werden von Dyckerhoff & Widmann und Wayß & Freytag in guten Bildern gezeigt. — Die Holzbaufirmen Kübler und Tuchscherer haben einige Modelle, Bilder und Pläne von neuzeitlichen Ingenieur-Holzbauten ausgestellt. — Die Reichsbahndirektion Karlsruhe ist vertreten durch ein sehr hübsches Modell des Schwarzwaldes mit seinen Verkehrslinien.

In der anschließenden Halle Ia zeigen Verwaltungen und Industrie die Ausrüstungen von Abfertigungsstellen und ihre Einrichtungen sowie die für das Signalsicherungs- und Fernmeldewesen erforderlichen Apparate und Anlagen.

Ebenso ist auch das Eisenbahnmaschinenwesen und seine Hilfsindustrie durch eine sehr reichhaltige Ausstellung vertreten. Hier befindet sich auch eine für den Bauingenieur recht bemerkenswerte Ausstellung der Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt des Eisenbahnzentralamtes, welche in Schaubildern die Methoden und Einrichtungen der Materialuntersuchungen zeigt. — Eine Übersichtskarte der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt Aufschluß über den Stand der Elektrisierung für das Gebiet der Deutschen Reichsbahn, Allgemeines über elektrische Betriebe, die Kraftwerke und die Fahrleitungen.

Sehr angenehm berührt es den deutschen Besucher der Ausstellung, daß unserem deutschen Nachbarvolke, den Österreichern, Gelegenheit gegeben ist, auf der Münchener Verkehrsausstellung ein ebenso umfangreiches wie interessantes Bild seines Eisenbahnverkehrs zu geben. Wir finden hier vorzügliche Pläne, Lichtbilder, Modelle von Eisenbahnverkehrsanlagen jeder Art, insbesondere Zahnrad- und Gebirgsbahnen mit ihren kühnen Kunstbauten, und eine Bildsammlung schöner Brücken, wobei besonders die vielseitige Verwendungsmöglichkeit mit einer zweigeschossigen Roth-Waagner-Brücke auffällt. — Auch in der eingangs erwähnten Fahrzeughalle sind einige Lokomotiven und Wagen der Österreichischen Bundesbahnen ausgestellt.

Die Abteilung „Straßen- und Kleinbahnen“ ist ebenfalls sehr reichhaltig von Stadtgemeinden und Verkehrsgesellschaften beschickt. Neben den Anlagen für städtische Straßenbahnen enthält diese Ausstellung auch eine reiche Sammlung von Modellen, Bildern, Zeichnungen von Hoch- und Untergrundbahnen, Personen- und Schwebebahnen. Eine Reihe von Stadtplänen gibt Aufschluß über die Verkehrsbedürfnisse und ihre Lösung durch den städtischen Bahnverkehr. — In einer etwas abseitsstehenden Halle VIII sind die mannigfachsten Wagen für den elektrischen Straßenbahnbetrieb ausgestellt. Hier befindet sich u. a. ein Unterrichtswagen der Städtischen Straßenbahn München für die Ausbildung des Fahrbahnpersonals, ferner als besondere Neuheit ein Anhängewagen der Fa. Gebrüder Schöndorff, der als Restaurationswagen ausgebildet ist und bei elektrischen Bahnen mit längeren Fahrstrecken Verwendung findet. Auch hier schließt sich eine umfangreiche Ausstellung der für Straßen- und Kleinbahnen arbeitenden Lieferindustrie an.

In der Halle Va ist die Abteilung „Straßenverkehr“ untergebracht.

Das Bayerische Staatsministerium des Innern, Oberste Baubehörde, und die Regierung von Mittelfranken haben diese Abteilung durch eine Reihe schöner Modelle, Pläne und Lichtbilder von Straßenbauten, Gebirgsstraßen und Brücken beschickt. Hier fallen besonders die guten Modelle einer Beton-Donau-Brücke in Dillingen und der eisernen Isarbrücke bei Plattling auf. — Die Sächsische Straßenbaudirektion in Dresden ist durch eine hübsche Sammelausstellung mit Modellen, statistischen Darstellungen und Karten, historischen Plänen und einer Reihe von Dünnschliffen von Pflastersteinen vertreten. Interessant sind auch die Pläne einer Autoverkehrsstraße in Braunschweig, ausgestellt vom Deutschen Straßenbau-Verband. Die Straße dient als Versuchsbahn zur Erprobung der verschiedensten Befestigungsarten der Straßenfahrbahn. Die vereinigten preußischen Provinzen zeigen einen Übersichtsplan vom Grunewald mit Verkehrsstraßen, besonders der Avus-Straße und der Darstellung ihres Verkehrs. In dieser Abteilung sind noch weiter durch Modelle, Pläne und Bilder die Badische Wasser- und Straßenbaudirektion und der Deutsche Landkreistag vertreten.

In einem der Halle Va benachbarten Hofe hat die Industrie Steinbrecher, Straßenwalzen, Schneepflüge, Zugmaschinen, Sprengwagen, Pumpen, Beton-Spritzmaschinen, Bauaufzüge usw. aufgestellt. Der städtische Straßen- und Tiefbau in Halle VI ist ebenfalls von Kommunen und Unternehmungen reichhaltig beschickt. Hier finden sich die verschiedensten Straßenbaustoffe: Groß- und Kleinpflaster, Teermangadan, Betonplatten, Stahlbeton, Asphalt und dergl. mehr in reichhaltiger Zusammenstellung.

Fast alle größeren Staaten Deutschlands zeigen hier Modelle, Pläne und Bilder vom Straßenbau, der Kehrichtabfuhr, der Schneebeseitigung, von Verkehrsmaßnahmen, Verkehrsregelungen und Städteerweiterungen. — Die Stadt München zeigt im Maßstabe 1 : 3 ein ausgezeichnetes Modell eines Normalquerschnittes einer Münchener Straße mit allen Tiefbauanlagen. Die Hochbahn-Gesellschaft und Nordsüdbahn, Berlin, hat Modelle ihrer Wagen und in Schaubildern Verkehrsnetze und statistische Angaben ausgestellt. Von Berlin sieht man außerdem Darstellungen des gesamten Verkehrsnetzes des Straßenbahn- und Omnibusverkehrs mit Lichtbildaufnahmen verschiedener großer Verkehrsplätze aus der Vogelschau zu gewöhnlichen Zeiten und während der verschiedenen Verkehrsstreiks. — In dieser Ausstellung sei noch besonders auf die hübsche Ausstellung der Naturschutzverbände aufmerksam gemacht. Durch ausgezeichnete Bilder wird die Beeinflussung der Landschaft durch Verkehrsanlagen vom Bayerischen Landesausschuß für Naturpflege und dem Naturschutzbund Lüneburger Heide veranschaulicht. Besonders angenehm berührt es, daß im Bilde neben anderem auch die ausgezeichnete Wirkung gut durchgebildeter eiserner Brücken gezeigt wird. Hier mögen sich Fachmänner und Baukünstler, die sich meist voreingenommen und in Unkenntnis oder Unterschätzung grundsätzlicher Anforderungen vielfach gegen eiserne Bauwerke aussprachen, in recht nützlicher Weise belehren lassen.

Räumlich unmittelbar benachbart findet sich noch eine reichhaltige Ausstellung von Straßenfahrzeugen aller Art, besonders aber von Fahrrädern und Zubehörteilen.

Etwas abseits gelegen befindet sich in Halle IX die Ausstellung der Straßenverkehrsmittel mit motorischem Betrieb. Zahlreiche deutsche Automobilfabriken haben hier Personenwagen, Autoomnibusse, Lastkraftwagen für die verschiedensten Zwecke, teilweise in Lastzügen zusammengestellt, Motorräder und Motorboote ausgestellt. — Auch die Lieferindustrie ist hier mit Zubehörteilen reichlich vertreten. — In den Anbauten der Halle sind Modelle und Zeichnungen von Einzel- und Großgaragen ausgestellt.

Die in Halle II untergebrachte Gruppe „Wasserverkehr“ ist in zwei Abteilungen, Binnenschiffahrt und Seeverkehr, gegliedert.

Dem deutschen Wasserstraßennetz für die Binnenschiffahrt ist im Hinblick auf die im Ausbau begriffenen großzügigen Pläne in der Ausstellung ein breiter Raum gewährt.

Der Besucher findet eine übersichtliche Zusammenstellung des Entwurfes und Baues von Binnenwasserstraßen, der Gewinnung von Wasserkräften, Hafen-, Lösch- und Umschlaganlagen, statistische Angaben, Schiffsmodelle für Personen- und Güterverkehr, Betriebseinrichtungen, Treidelanlagen und dergl. mehr. Das Reichsverkehrsministerium, Abt. für Wasserstraßen, zeigt Modelle und Karten der Deutschen Seewarte, Pläne vom Kaiser-Wilhelm-Kanal, vom Königsberger See-Kanal, von den märkischen Wasserstraßen, vom Mittellandkanal und aus dem

Weser-, Ems- und Rheingebiet. Auf einer schönen, großen Karte wird die Bedeutung des Hansakanals, der eine Verbindung zwischen dem Ruhrbezirk und den Seehäfen an der Elbe und Weser schaffen soll, gezeigt. Nördlich Osnabrück, vom Mittellandkanal abzweigend, führt er in gerader Linie zur Weser und Elbe. Durch einen Abstieg von Syke nach Dreye sind die Weserhäfen angeschlossen, und von der Elbe aus werden auch Kiel und Lübeck durch vorhandene Kanäle erreicht. Die große Bedeutung des Hansakanals liegt darin, daß den großen Seehäfen die Ruhrkohle durch den Schiffahrtsverkehr erschlossen wird, während jetzt trotz der großen Haldenbestände an der Ruhr immer noch große Mengen englischer Kohle dort eingeführt werden.

Das Küstengebiet ist fernerhin durch mannigfache Ausstellungen des Kanalvereins Oldenburg und des Wasserbundes Bremen, besonders mit einer in Öl gemalten Karte des Großschiffahrtsweges Weser—Werra—Main—Donau, vertreten.

Vom Teltowkanal sind Pläne und Modelle der elektrisch betriebenen Treidelei, der Hafenbetriebe und der Schleuse Klein-Machnow zu sehen.

Die Sächsische Wasserbaudirektion Dresden hat Darstellungen des Schiffsverkehrs auf der Elbe, Bilder der Umschlagplätze und das Modell eines Elbkahnes ausgestellt.

Von den süddeutschen Wasserstraßen zeigte die Badische Wasserbaudirektion Karlsruhe Pläne der Rheinstrecke Basel—Bodensee, das Bayerische Staatsministerium des Innern Darstellungen des Hochwasserdienstes an der Donau und am Main, und der Südwestdeutsche Kanal-Verein Karten, Modelle und Bilder der südwestdeutschen Binnenschiffahrt.

Durch Modelle und Bilder wird auch die gewaltige Ausdehnung der Duisburg-Ruhrorter Häfen mit ihren neuzeitlichen Anlagen vorgeführt.

Die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin bringt die Ergebnisse ihrer wissenschaftlichen Versuche und Untersuchungen zur Schau, von denen die vereinfachte Bauart von Schleusen besonders interessant ist.

Auch hier ist Österreich durch die Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft in Wien vertreten, die Pläne und Modelle ihrer Schiffe, Docks und sonstigen Einrichtungen ausstellt.

Für den Bau von Schiffahrtswegen gewinnen heute die Anlagen zur Überwindung großer Gefälle besondere Bedeutung, und auch auf diesem Gebiete ist die Ausstellung reich beschickt. Neben einem Modell der Schleppzug-Schachtschleuse für 15 m Gefälle in Anderten bei Hannover und der Schleusentreppe des Hohenzollernkanals bei Niederfinow finden sich vier Modelle des neben dieser Schleusentreppe zu erbauenden Schiffshebewerkes mit 36 m Hubhöhe[2]).

Zunächst ist neben der Schleusentreppe vom Reichsverkehrsministerium ein Modell nach System Loebell aufgestellt, welches mit Naßförderung arbeitet. Der Schiffstrog ist an Seilen aufgehängt, und sein Gewicht wird durch Gegengewichte ausgeglichen.

Das gleiche Grundprinzip veranschaulicht ein Modell eines gemeinsamen Entwurfes der Gutehoffnungshütte, Demag, Dyckerhoff & Widmann und Siemens-Schuckert-Werke.

Ein weiteres von Klönne, Dortmund, ausgestelltes Modell beruht auf dem Prinzip der Trockenförderung. Das Schiff wird auf einer Plattform abgesetzt, mit ihr gehoben, dann seitlich über den oberen Wasserspiegel verfahren und abgesenkt.

Schließlich stellt die Siemens-Bau-Union ein Modell nach Patent Ollert aus, welches mit Schwimmern arbeitet, und bei welchem sich die Schwimmer in geschlossenen Hochbehältern bewegen.

Die Hafenstädte und Schiffahrtsgesellschaften des Main- und Rheingebietes zeigen ihre Hafen- und Umschlageanlagen, Dampfer und Schleppboote. Die für die Binnenschiffahrt arbeitende Industrie ist durch Pläne, Bilder und Modelle ebenfalls reichlich vertreten. Hier sei noch auf die mannigfache Ausstellung der M. A. N. verwiesen, die in Modellen die schöne Kölner Rheinstraßenbrücke, eine Klappbrücke in Lidingö in Schweden und eine Reihe neuer Walzenwehre ausstellt.

In der Abteilung Seeverkehr zeigt das Preußische Ministerium für Handel und Gewerbe Pläne und Modelle vom Emdener Hafen, vom Fischereihafen Wesermünde, vom Harburger Hafen und Einzelbauten der anderen preußischen Nord- und Ostseehäfen. Die Städte Hamburg, Bremen, Lübeck, Kiel, Stettin, Danzig und Königsberg sind vertreten durch Darstellung ihrer Hafenanlagen, Einrichtungen und ihres Seeverkehrs. Sehr anschaulich sind die von diesen Städten ausgestellten Modelle der großen Seehäfen. — Die großen Überseereedereien zeigen Modelle ihrer großen Dampfer mit allen Einrichtungen.

Die in den Hallen III, IV und V untergebrachte Gruppe „Postverkehr" umfaßt: Post-, Telegraphen-, Fernsprech- und Funkwesen.

Der Besucher findet ein vollständiges Musterpostamt in Betrieb. Durch übersichtlich gegliederte Zusammenstellungen bekommt er einen Einblick in die Verwaltung, den Gesamtaufbau und die Gliederung des gesamten Postwesens. — Dem Kraftpostwesen ist ein besonderer Zweig der Ausstellung gewidmet. Man sieht hier die Verkehrsmittel, Betriebsanlagen, sowie eine Reihe bedeutenderer Stadtpost- und Landpostverbindungen. Mit der gleichen Sorgfalt ist eine übersichtliche Schau über das gesamte Telegraphen- und Fernsprechwesen zusammengestellt. — Im Fernsprechbetrieb interessiert hauptsächlich die Einrichtung einer vollständigen, automatischen Fernsprechzentrale. — Das große Interesse, das die Allgemeinheit dem Rundfunkwesen entgegenbringt, war der Deutschen Reichspost Veranlassung, auf der Ausstellung einen Rundfunkmaschinensender neuester Bauart und großer Leistungen zu zeigen und in Betrieb vorzuführen. Die Antenne der Sendeanlage besteht aus zwei 50 m langen Drähten, die in 4 m Abstand auf zwei 100 m hohen, freistehenden eisernen Funktürmen befestigt sind. Die Türme haben quadratischen Querschnitt und stehen auf Betonsockeln, welche 3 m hoch über den Fußboden geführt sind. Damit soll ein unbeabsichtigtes Berühren der elektrisch geladenen Teile vermieden werden. Die Stiele der Türme bestehen aus einfachen, nach innen gekehrten Winkeleisen, welche durch K-Verbände mit Unterteilung verbunden sind. Dadurch sind wohl für die Stiele geringe Knicklängen erzielt, die Konstruktion der Türme macht daher aber einen überaus leichten und unruhigen Eindruck. U. E. würde das Aussehen der Türme nur gewinnen, wenn die Unterteilung des Verbandes nicht vorhanden wäre. Die Stiele wären dann kräftiger ausgefallen, was im Hinblick auf die geringe Knicksicherheit von Winkeleisen nur erwünscht sein kann. Im unteren pyramidenförmig zulaufenden Teil der Türme sind die Stiele durch innen aufgelegte Winkeleisen verstärkt. Auch diese konstruktive Maßnahme wirkt nicht sehr günstig auf das Auge und erweckt leicht den Eindruck, als ob diese Verstärkung nachträglich angeflickt wäre.

Die vierte Gruppe „Luftverkehr" in Halle VII weist in beschränktem Umfange Freiballone, Modelle von Lenkluftschiffen, Motor- und Kleinflugzeugen auf.

Den Bauingenieur interessiert hier besonders die Ausstellung der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt, das von Prof. Baumann und der Firma Junker's Flugzeugbau, Stuttgart, ausgestellte Anschauungsmaterial über die Materialprüfungen und die wichtigsten Untersuchungen der Modellversuchsanstalt in Göttingen. Leichtkonstruktionen aus Holz und Leichtmetallen zeigen die Ausbildung der tragenden Gerippe für Flugzeuge sowohl, als auch für Luftschiffe.

Auch hier ist die Industrie für Apparate und Zubehörteile durch eine umfangreiche Sammlung vertreten.

Die „Allgemeine Abteilung" in Halle VIII umfaßt Psychotechnik und Unterrichtswesen.

Auf dem Gebiet der Psychotechnik zeigt die Technische Hochschule Berlin Prüfungen und Arbeitsuntersuchungen im Laboratorium, die Direktionen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Berlin, München und Dresden Eignungsprüfungen

[2]) Vgl. „Der Bauingenieur" 1923, S. 286.

von Betriebs- und Verkehrsbeamten, Lokomotivführern und Lehrlingen, und die Deutsche Reichspost Eignungsuntersuchungen von Telephonistinnen, Telegraphisten und Briefstemplern.

Auf dem Gebiete des Unterrichtswesens werden von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, der Reichspost, den Verwaltungsakademien Berlin und München, der Städtischen Straßenbahn München und dem Deutschen Ausschuß für Technisches Schulwesen die verschiedensten Unterrichtseinrichtungen, Vorlesungspläne, Lehrmittel und Beispiele aus Lehrgängen ausgestellt.

Nicht unerwähnt möge bleiben, daß auch die Technisch-Wissenschaftliche Lehrmittel-Zentrale eine schöne Ausstellung ihrer vorbildlichen Lehrmodelle, Zeichnungen und Bilder veranstaltet hat.

Die Hallenbauten der Ausstellung bieten nicht allzuviel Neues und Bemerkenswertes. Die alte große Ausstellungshalle, in welcher ein großer Teil der Gruppe Eisenbahnverkehr untergebracht ist, dürfte als älterer, in schönen Linien gehaltener Eisenbau bekannt sein. Wohl um der Halle ein verändertes Aussehen zu geben, hat man die abschließende Decke mit schwarz- und weißfarbigen, zwischen den Bindern hängenden Stoffstreifen drapiert und damit ein Tonnengewölbe vorgetäuscht, welches aber von ausgezeichneter Wirkung ist.

An neu errichteten überdeckten Ausstellungsräumen umfaßt die Verkehrsausstellung etwa 16 000 m². Der größte Teil dieser Räume ist durch Holzkonstruktionen überdeckt, ein kleinerer durch Eisenkonstruktionen.

Die Halle VII für Luftfahrt wird im Mittelschiff durch fachwerkartige Dreigelenkbogenholzbinder von 26 m Stützweite in Spitzbogenform überspannt. Daran schließen sich zwei Seitenschiffe von je 9,5 m Breite. Sehr massig gehaltene, längs durchlaufende Gesimse verkleiden 16,4 m lange Binderträger zwischen den Stützen und sollen wahrscheinlich auch den Übergang zu den naturgemäß sehr hohen Tragwänden der Binder vermitteln. Oberhalb dieser Gesimse sind die Binder verkleidet und springen mit ihren Untersichten weit gegen den Innenraum vor. Die gesamte Raumwirkung der Halle ist gut, wenngleich sie größtenteils den sehr umfangreichen Verkleidungen der tragenden Konstruktion zu verdanken ist.

Die Halle IX für Kraftfahrwesen zeigt eine unverkleidete, vollwandige Dreigelenkbogenbinderkonstruktion von Kübler, Stuttgart. Die Holzbinder haben etwa 30 m Stützweite und wirken in ihrer straffen, den statischen Anforderungen angepaßten Formgebung recht gut.

Wenn bei 8 m Binderabstand die tragenden vollen Wände der Binder auch hier schon reichlich weit in den Innenraum vorspringen und mit ihren spitz zugeschnittenen Stielen weitaus mehr Grundfläche verbauen, als es bei einer eisernen Konstruktion der Fall gewesen wäre, so kann man sich immerhin mit den gesamten Proportionen der tragenden Konstruktion noch abfinden. Erreicht wird dies offenbar durch geschickte Ausnutzung der Tragfähigkeit des Baustoffes bis zu einer äußersten Grenze. Dieser Eindruck verstärkt sich noch bei den Pfetten, welche durch Kopfbänder gegen die Binderwände abgestützt sind.

Weitaus schwerfälliger wirkt dagegen bei allerdings 6 m größerem Binderabstand und einer nur um 2 m größeren Stützweite die Holzkonstruktion der offenen Halle XI für Eisenbahnfahrzeuge. Die Dreigelenkbogenbinder weisen die gleichen Formen auf wie diejenigen der Halle für Kraftverkehr. Die Tragwände der Binder sind aber höher und in den Einzelabmessungen weitaus stärker gehalten. Mit ihren ungewohnten Massen beherrschen sie den gesamten Eindruck der Halle und wirken auf den Beschauer fast erdrückend, ein Gefühl, das auch durch die in der Halle aufgestellten großen Lokomotiven nicht abgeschwächt oder ausgeglichen wird. Die Erbauer haben damit zweifellos eine sehr solide Konstruktion geschaffen, dafür muß aber eine starke Unstimmigkeit zwischen den Abmessungen der Halle und der tragenden Konstruktion in Kauf genommen werden. Die tragenden Konstruktionen der Hallen IX und XI bieten so zwei interessante Beispiele neuzeitlicher Ingenieurholzbauten, die sehr zum Vergleich anregen. Sie zeigen deutlich die durch die Tragfähigkeit des Baustoffes gegebenen Grenzen der Verwendungsmöglichkeit unter der Voraussetzung, daß den raumumspannenden Teilen freie Ausdehnungsmöglichkeit gegeben ist. Sie zeigen ferner, daß dessen ungeachtet bei solchen Stützweiten für das Auge erträgliche Abmessungen nur durch äußerste Ausnutzung des Baustoffes noch möglich sind.

Von den neuen Bauten der Ausstellung ist schließlich noch der in Eisenbeton erbaute 41 m hohe Leuchtturm zu erwähnen. In quadratischem, bis zur oberen Plattform reichendem Querschnitt in schlichter, aber sehr gut wirkender Form errichtet, dient er zur Aufnahme einer Glockenstube mit Turmuhr und ist durch eine Blinkfeueranlage abschließend gekrönt. Ein Aufzug im Innern vermittelt den Verkehr der Besucher, denen sich oben auf der Plattform ein prächtiger Rundblick auf München und Umgebung bietet.

Die Verkehrsausstellung 1925 hat sich — wie wir dem Vorwort des Ausstellungskataloges entnehmen — große Ziele gesteckt. Sie sollte die Welt über den Stand der deutschen Verkehrstechnik aufklären, sie sollte den Beweis erbringen, daß deutsche Erzeugnisse wieder den hohen Stand der Güte der Vorkriegszeit erreicht haben, und sollte bahnbrechend wirken für die Wiederaufschließung des Weltverkehrs, von dem man Deutschland Jahre hindurch abgesperrt hat. — Es ist anzuerkennen, daß der hohe Stand unserer Verkehrstechnik durch die Ausstellungsleitung wie durch die Aussteller geschickt und umfassend zur Schau gebracht ist, und man kann nur wünschen und hoffen, daß die Ausstellung ihr Ziel erreicht und nicht nur den deutschen Besuchern Belehrung und Anregungen gegeben, sondern auch einen Fortschritt zur Gesundung unseres Wirtschaftslebens eingeleitet hat.

50JÄHRIGES BESTEHEN DER WAYSS & FREYTAG AKTIENGESELLSCHAFT.

Die Wayß & Freytag Aktiengesellschaft konnte am 18. September ds. Js. in Frankfurt a. Main ihr 50jähriges Bestehen feierlich begehen. Dieses Ereignisses auch in der Öffentlichkeit im Fachorgan des Deutschen Beton-Vereins sowie der wirtschaftlichen Verbände der Betonindustrie zu gedenken, ist angenehme und ernste Pflicht, denn die gesamte deutsche Beton- und Eisenbetonindustrie hat Nutzen von dem, was die weltbekannte Firma für die theoretische Erforschung und praktische Ausbildung der Bauweise getan hat.

Im Jahre 1875 gründete Conrad Freytag zusammen mit seinem Schwager Heidschuch die offene Handelsgesellschaft Freytag & Heidschuch in Neustadt a. d. Haardt. Im Jahre 1884 erwarb er die sogenannten Monierpatente in Paris für Deutschland. Das zugleich mit der Firma Martenstein & Josseaux in Frankfurt a. Main erworbene Vorkaufsrecht der Monierpatente für ganz Deutschland traten Freytag & Heidschuch im Jahre 1886 an den Ingenieur G. A. Wayß ab, der bekanntlich im Jahre 1887 die Schrift „Das System Monier (Eisengerippe mit Zementumhüllung) in seiner Anwendung auf das gesamte Bauwesen" unter Mitwirkung namhafter Architekten und Ingenieure herausgab. Die Schrift enthält bekanntlich auch Koenens erste Theorie des Verbundbaues. Im Jahre 1892 trat G. A. Wayß in die Firma in Neustadt ein. Sie wurde im Jahre 1900 in die Wayß & Freytag Aktiengesellschaft umgewandelt, und Conrad Freytag war bis zum Jahre 1912 ihr Generaldirektor, von da ab Vorsitzender des Aufsichtsrates der Gesellschaft. Als Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Conrad Freytag im Jahre 1921 aus diesem Leben schied, übernahm Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Otto Meyer als Generaldirektor die Leitung der Firma. Sie verlegte in diesem

Jahre den Sitz ihres Stammhauses von Neustadt a. d. Haardt nach Frankfurt a. Main und besitzt heute im In- und Ausland eine große Anzahl von Niederlassungen, deren mustergültige Bauten die Bedeutung und den Weltruf der Wayß & Freytag Aktiengesellschaft begründen.

Nicht genug anerkannt werden kann aber auch die Förderung, die die Firma hauptsächlich auch unter dem Einfluß von Professor Dr.-Ing. e. h. Mörsch der Beton- und Eisenbetonbauweise angedeihen ließ durch die wissenschaftlichen Arbeiten und versuchstechnischen Forschungen, die zur Ergründung und Weiterentwicklung des Verbundbaues vornehmlich in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule zu Stuttgart durchgeführt wurden. Ich erwähne nur die Versuche mit Rundeisen zur Ermittlung von Streckgrenze, Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul und Bruchdehnung, die Versuche über Druck- und Zugelastizität des Betons, über Schub- und Scherfestigkeit, die Dehnungsversuche mit Betonzylindern, die Haftfestigkeitsversuche, die Versuche über die Dehnungsfähigkeit des Eisenbetons, die Versuche mit spiralbewehrten Eisenbetonpfeilern und mit umschnürten Eisenbetonsäulen, die Biegungsversuche mit Eisenbetonbalken, die Versuche über die Lage der neutralen Achse im Eisenbetonbalken, die Schubversuche an Eisenbetonbalken u. a. m. Alle diese Versuche sind in dem bekannten Buch von Professor Dr.-Ing. Mörsch „Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung", das in fünfter, zum Teil schon in sechster Auflage erschienen ist, besprochen und ausgewertet und zeigen, wie hier Wissenschaft und Praxis in verständnisvoller Zusammenarbeit die Grundlagen schufen für wichtige Fragen des Eisenbetonbaues, die dem guten Konstrukteur heute geläufig und Selbstverständlichkeit geworden sind.

Im Vorstand des Deutschen Beton-Vereins war die Wayß & Freytag Aktiengesellschaft seit der Vereinsgründung im Jahre 1898 bis zum Jahre 1906 durch Conrad Freytag vertreten, und bei seinem Ausscheiden trat Generaldirektor Otto Meyer in den Vorstand ein. Auch die Arbeiten des Deutschen Betonvereins wurden mit getragen und gestützt durch die allzeit rege und uneigennützige Mitarbeit der Wayß & Freytag Aktiengesellschaft und durch deren eigene theoretische und praktische Arbeiten, die unendlich viel Anregungen gaben zur Verfolgung weiterer Fragen. Diese Gemeinsamkeitsarbeit griff natürlich auch über auf die fruchtbringenden Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, dem der jetzige Generaldirektor der Wayß & Freytag Aktiengesellschaft angehört und dessen Versuche und Beratungen zur Aufstellung von Beton- und Eisenbetonbestimmungen durch die Mitwirkung von Professor Dr.-Ing. Mörsch wesentlich beeinflußt wurden.

Die Wayß & Freytag Aktiengesellschaft kann mit Stolz zurückblicken auf die hinter ihr liegenden 50 Lebensjahre. Sie waren ausgefüllt mit ernster Arbeit zum besten der ganzen Beton- und Eisenbetonindustrie, und mit der technischen Wissenschaft wird es die gesamte Bauindustrie im Jubiläumsjahr der Wayß & Freytag Aktiengesellschaft an Dank für ihre Leistungen und an herzlichen Wünschen für ein weiteres glückliches Gedeihen sicher nicht fehlen lassen. W. P.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Eisenbahn und Kraftwagen[1]).

Von Dr.-Ing. Blum, ord. Prof. für Eisenbahnwesen und Städtebau an der Technischen Hochschule Hannover.

Wenn ich über die Beziehungen zwischen dem Kraftwagen einerseits und der Eisenbahn und den Binnenwasserstraßen andererseits spreche, so ist zu beachten, daß ich Eisenbahner bin und daher vielleicht geneigt bin, die Eisenbahn besonders günstig, die anderen Verkehrsmittel aber weniger günstig anzusehen. Selbstverständlich werde ich mich aber bemühen, möglichst objektiv zu sprechen. Ich möchte dabei jedoch auf die Binnenwasserstraßen nur andeutungsweise eingehen, denn ich bin auf diesem Gebiete nicht Fachmann und habe auch die Überzeugung, daß manche Freunde der Binnenwasserstraßen diese zu günstig beurteilen, und daß allgemein weite Kreise diesen und ihrem sogenannten „großzügigen Ausbau" mit einem sehr starken Optimismus gegenüberstehen. Es dürfte aber im Sinne des heutigen Vortrages auch nicht bedenklich sein, wenn die Binnenwasserstraßen nur gelegentlich erwähnt werden. Wenn nämlich das Verhältnis zwischen Kraftwagen und Eisenbahn einmal geklärt sein wird, so wird damit auch das Verhältnis zwischen Kraftwagen- und Binnenwasserstraßen größtenteils geklärt sein, und zwar deswegen, weil die für die Eisenbahn gültigen Vergleichsergebnisse verhältnismäßig leicht auf die Binnenwasserstraßen übertragen werden können. Man braucht nämlich einfach festzustellen, daß bezüglich der Beförderungskosten die Binnenschiffahrt auf dem Rhein und vielleicht zum Teil auch auf einzelnen anderen Wasserstraßen billiger arbeiten kann als die Eisenbahn, daß dagegen vielen anderen Wasserstraßen und namentlich so manchem z. Zt. projektierten Kanal gegenüber die Eisenbahn billiger ist. Außerdem ist aber zu beachten, daß natürlich nicht allein die Beförderungskosten für die Wahl des einen oder anderen Verkehrsmittels ausschlaggebend sind, sondern daß auch noch die „Güte" der Beförderung eine große Rolle spielt. In dieser Beziehung ist die Wasserstraße bezüglich Schnelligkeit, Regelmäßigkeit, Pünktlichkeit der Eisenbahn und damit auch dem Kraftwagen unterlegen, außerdem bedarf sie für viele Transporte des Anstoßverkehrs mittels Eisenbahn oder Kraftwagen, während diese beiden Verkehrsmittel eines solchen Anstoßverkehrs nicht bedürfen.

In unserer Zeit muß jedem Verkehrsfachmann daran gelegen sein, einen verkehrswissenschaftlichen Vortrag recht scharf auf „Dämpfung" einzustellen. Wir leben nämlich in einer Zeit einer maßlosen Überschätzung des Verkehrs; der Verkehr ist im „Zeitalter des Verkehrs" nahezu zu einer Modekrankheit geworden. Das äußert sich namentlich auch darin, daß eine große Schar von Verkehrsdilettanten in uferlosen Projekten einen Optimismus zur Schau tragen, der nachgerade zu einer Gefahr geworden ist. Das breite Publikum kann natürlich nicht beurteilen, was im Verkehr wirklich notwendig und wirtschaftlich und technisch möglich ist, es glaubt daher gar zu leicht an alle diese Übertreibungen, deren sich so viele schuldig machen, die über den Verkehr reden und schreiben. Der Fachmann muß diese Übertreibungen selbstverständlich auf das sachlich richtige Maß zurückführen, wobei er allerdings dem Vorwurf des Pessimismus, der Verzagtheit, der Rückständigkeit usw. ausgesetzt ist.

Außerdem aber krankt unsere Zeit infolge der noch nachwirkenden Inflation an einer starken Unterschätzung des Geldes. Während wir den größten aller Kriege verloren haben, vollständig verarmt sind und ungeheure Zahlungen an den Feindbund zu leisten haben, also auf größte Sparsamkeit und Bescheidenheit uns einstellen müssen, glauben heute viele mit den größten Summen für alle möglichen Projekte usw. operieren zu können, ohne sich zu überlegen, wo die großen Kapitalien herkommen, und wie sie verzinst werden sollen. Der Verkehr aber erfordert einerseits tatsächlich auch bei sparsamster Wirtschaft so gewaltige Summen, und greift andererseits derart in das wirtschaftliche und kulturelle Leben ein, daß der wirkliche Verkehrsfachmann die Pflicht hat, sich die gesamten wirtschaftlichen Beziehungen aller seiner Vorschläge auf das genaueste zu überlegen. Wenn wir dies nicht tun, werden wir gefährlichen Rückschlägen ausgesetzt sein. Man stelle sich nur vor, was künftig geschehen wird, wenn ein zu hoffnungsfreudig ins Leben gerufenes Verkehrsunternehmen, auf das sich dann die betreffende Gegend einstellt, in wenigen Jahren zusammenbricht.

Was nun den Vergleich zwischen dem Kraftwagen und der Eisenbahn anbelangt, so ist bezüglich der Eisenbahn nicht etwa nur an die Reichsbahn oder an die sogenannten Haupt- und Nebenbahnen zu denken, sondern allgemein an den Schienenweg, und in vielen Fällen wird es sich gerade um das Verhältnis zwischen dem Kraftwagen einerseits und der Kleinbahn oder der Straßenbahn andererseits handeln.

Bei jedem Vergleich zweier Verkehrsmittel spielen nun die Beförderungskosten eine große und für viele Beziehungen die entscheidende Rolle. Demgemäß müßte der Kostenvergleich auch in diesem Vortrag im Mittelpunkt stehen. Hierauf soll aber verzichtet werden, und zwar mit Rücksicht auf den Vortrag, den Herr Professor Halter von der Technischen Hochschule München über den Kostenvergleich hält. Indem die Kenntnisnahme des Vortrags Halters vorausgesetzt wird, soll hier die Frage hauptsächlich von dem Standpunkt aus behandelt werden, inwieweit die Erfahrungen, die bei der Eisenbahn gemacht worden sind, auf den Kraftwagen

---

[1]) Nach einem Vortrag, gehalten auf der Tagung der Studiengesellschaft für Automobil-Straßenbau in München am 20. Juli 1925. (Vgl. die Abhandlung: „Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobil-Straßenbaues". V. W. 1925, Heft 31, S. 495.)

übertragen werden können; — bei dieser Einstellung des Vortrags wird gerade das besonders stark zum Ausdruck kommen, worauf der verantwortungsbewußte Fachmann größten Wert legen muß: Warnung vor allzu großem Optimismus.

Bei dem Vergleich ist von den drei verschiedenen „Verkehrsarten" auszugehen, also von dem Verkehr der Menschen, Sachen und Nachrichten.

Was zunächst den Nachrichten-Verkehr anbelangt, so wird dieser im größten Umfang von der Post wahrgenommen. Die Post ist aber als solche kein selbständiges Verkehrsmittel, sondern eine Verkehrsanstalt, die zur Beförderung sich anderer Verkehrsmittel bedient, und zwar aller ihr geeignet erscheinenden. Den größten Gebrauch macht hierbei die Post von der Eisenbahn, weil der Nachrichtenverkehr vor allen Dingen Schnelligkeit, Pünktlichkeit, Regelmäßigkeit und Häufigkeit der Beförderung erfordert und diesen Forderungen von der Eisenbahn ganz besonders gut entsprochen wird. Daneben benutzt die Post auch Beförderungsmittel, die sie selbst betreibt, nämlich Kraftwagen, und gerade diesen Zweig baut die Post zurzeit stark aus, indem sie Kraftwagenposten einrichtet. Nun ist darauf hinzuweisen, daß die Reichspost in Deutschland der Eisenbahn gegenüber in einer sehr günstigen Lage war, weil sie früher die Berechtigung hatte, in jedem Eisenbahnzug einen Postwagen unentgeltlich befördern zu lassen. Wenn dies jetzt auch anders geregelt ist, so ist doch zu beachten, daß die wirtschaftlichen Beziehungen noch nicht vollkommen abgeklärt sind, und daher größte Vorsicht geboten ist, wenn man etwa aus früheren Ergebnissen der Post irgendwelche Schlüsse auf die gegenwärtig vorhandenen tatsächlichen wirtschaftlichen Beziehungen ableiten wollte.

Der Personen-Verkehr umfaßt nicht nur die Beförderung der Reisenden, es werden vielmehr wohl bei allen Verkehrsmitteln die für die Reisenden dienenden Verkehrseinrichtungen (Personenbahnhöfe, Personenzüge, Flugzeuge) mit dazu benutzt, um auch gewisse Güter zu befördern, nämlich solche Güter, die entweder mit den Reisenden gleichzeitig befördert werden müssen, also das Reisegepäck, oder die einer besonders hohen Geschwindigkeit, Regelmäßigkeit und Pünktlichkeit bedürfen — in Deutschland nennt man solche Güter bei der Eisenbahn Expreßgüter —; außer diesen werden auch noch besondere Eilgüter mit den Personen befördert. Nun wird dieser Personenverkehr vom Laien im allgemeinen überschätzt; es muß daher zu falschen Ergebnissen führen, wenn man etwa für andere Verkehrsmittel aus den Ergebnissen des Eisenbahn-Personenverkehrs Schlußfolgerungen ableiten wollte. Diese Vorsicht ist vor allen Dingen notwendig beim Kraftwagen, denn dieser ist ganz besonders geeignet, gerade die Verkehrsbeziehungen zu pflegen, die zum Eisenbahn-Personenverkehr gehören, nämlich die Beförderung der Reisenden und einiger hochwertiger Stückgüter; namentlich ist bei Vergleichen wirtschaftlicher Natur und bei Berechnungen eines etwaigen finanziellen Erfolges zu beachten, daß der Eisenbahn-Personenverkehr im allgemeinen in seiner Bedeutung wesentlich hinter dem Eisenbahn-Güterverkehr zurücksteht, daß er seine Selbstkosten häufig nicht oder nur ganz knapp deckt und daß in vielen Fällen seine Unterbilanz vom Güterverkehr gedeckt werden muß.

Ferner verfällt der Laie häufig dem Irrtum, daß er im Personenverkehr an zu weit gespannte Verkehrsbeziehungen, also an den Fernverkehr über sehr weite Entfernungen denkt, während auch bei den sogenannten Fernbahnen tatsächlich die durchschnittliche Reiselänge recht kurz ist, in Deutschland z. B. zwischen 20 und 25 km liegt. Man darf also auch beim Kraftwagenverkehr nicht damit rechnen, daß große Menschenmassen regelmäßig über sehr weite Entfernungen zu befördern wären. Sodann ist zu beachten, daß sich der Personenverkehr vielfach zu gewissen Stunden zusammendrängt, namentlich ist der sogenannte Wohn- und Berufsverkehr, der den größten Teil des Personenverkehrs ausmacht, an ganz bestimmte Stunden gebunden. Noch stärker gilt dies für den Ausflugsverkehr. Die diesen Verkehrszweigen dienenden Verkehrsanstalten sind also genötigt, einen großen Apparat (die Eisenbahn z. B. Abstellbahnhöfe, Personenwagen, Lokomotiven usw.) ständig bereitzuhalten, der im Wohn- und Berufsverkehr täglich nur während weniger Stunden und im Ausflugsverkehr noch seltener ausgenutzt wird. Das wirkt sich natürlich finanziell sehr ungünstig aus, was namentlich in der gesamten Wirtschaftsführung der Stadt- und Vorortbahnen zum Ausdruck kommt. Wenn diese Verkehrsarten vom Kraftwagen übernommen werden sollen, so müßte selbstverständlich verlangt werden, daß der Kraftwagen den Spitzenleistungen ebenso gut gewachsen sein muß, wie es heute die Schienenwege sind. Es müßte also ein großer Wagenpark und ein entsprechend großes Heer von Fahrern bereitgehalten werden. Hier möge erwähnt werden, daß man z. B. geglaubt hat, man könne den Bergarbeiter-Verkehr mittels Straßenbahn wahrnehmen und die Eisenbahn von diesem Verkehr entlasten. Man hat aber die Erfahrung gemacht, daß die Straßenbahn mit ihren verhältnismäßig kurzen Zügen nicht in der Lage ist, den Massenverkehr zu bewältigen, so daß die Eisenbahn diesen Verkehr doch weiter pflegen mußte, selbst dort, wo er ihr vielleicht gar nicht erwünscht ist, weil sie ihre Bahnhöfe zu anderen Zwecken, namentlich für den Güterverkehr, besser benutzen könnte. Diese Erfahrungen sorgfältig zu beachten, kann man nur allen Kreisen dringend empfehlen, die einen solchen Verkehr mittels Kraftwagen wahrnehmen wollen.

Der Güter-Verkehr ist das Rückgrat der Wirtschaft der meisten Verkehrsanstalten. Er erfordert allerdings den größten Aufwand an Bauanlagen und Betriebseinrichtungen, er bringt dafür aber auch die Überschüsse, von denen das Unternehmen lebt. Namentlich sind die Schienenwege, mit Ausnahme der Schnell- und Straßenbahnen, fast überall auf den Güterverkehr angewiesen. Bei mancher Bahn würde der Güterverkehr noch geringere Selbstkosten verursachen und dadurch relativ ein noch günstigeres finanzielles Ergebnis haben, wenn nicht der Güterverkehr relativ durch die besonderen Ansprüche des Personenverkehrs verteuert würde.

Nun ist beim Güterverkehr vor allen Dingen folgendes von entscheidender Bedeutung. Für die Eisenbahn, für die Binnen- und die Seeschiffahrt sind nicht die hochwertigen Güter das ausschlaggebende, sondern vielmehr die sogenannten wohlfeilen Massengüter. In Deutschland besteht z. B. der Verkehr der Eisenbahn und der Binnenschiffahrt in merkwürdiger Übereinstimmung zu 82 Prozent aus diesen sogenannten wohlfeilen Massengütern, so daß für die mittel- und höherwertigen Güter nur 18 Prozent übrigbleiben — oder man kann den Verkehr der deutschen Eisenbahnen ganz grob in folgender Weise einteilen:

40 Prozent Brennstoffe (Stein- und Braunkohlen),

40 Prozent andere Massengüter (Steine, Erden, Erze, Holz, Düngemittel) und

nur 20 Prozent mittel- und hochwertige Güter.

Man sieht also, eine wie außerordentliche Bedeutung namentlich die Brennstoffe für die gesamte Wirtschaft der großen Verkehrsanstalten haben. Es ist auch bezeichnend, daß für die englische Seeschiffahrt das Wort gilt, sie habe sich am Kohlenverkehr „emporgerankt", und die Kohle sei das Rückgrat der gesamten englischen Seegeltung. Wo immer man also von den großen Verkehrsanstalten auf ein neues Verkehrsmittel schließt, ist folgende Grundlage zu untersuchen: Ist das neue Verkehrsmittel geeignet, den Verkehr von wohlfeilen Massengütern zu befriedigen, und zwar so billig wie bei der Eisenbahn und Schiffahrt? Wo diese Frage nicht voll bejaht werden kann, ist größte Vorsicht zu empfehlen.

Bei einem Vergleich zwischen der Eisenbahn (und der Binnenschiffahrt) und dem Kraftwagen ist von zwei Hauptgesichtspunkten auszugehen, nämlich von der Güte der Beförderung und von ihren Kosten. Es wird nämlich jedes Gut und jeder Reisende sich das Verkehrsmittel aussuchen, das seinen besonderen Ansprüchen auf Güte (Qualität) der Beförderung entspricht, und das ihn mit den geringsten Kosten belastet.

Die Güte der Beförderung hängt zunächst von der Schnelligkeit ab. In dieser Beziehung ist der Kraftwagen wohl kaum dem Schnellzug, wohl aber den anderen Zügen der Eisenbahn ebenbürtig und den Leistungen der Schiffahrt im allgemeinen wohl überlegen. Nun spielt außerdem auch noch die Häufigkeit, Regelmäßigkeit und Pünktlichkeit eine große Rolle. In diesen Beziehungen ist zu beachten, daß die Eisenbahn für den Personen-, den Eilgüterverkehr und für gewisse Beziehungen des Güterverkehrs einen sogenannten „Fahrplan-Betrieb" führen muß. Sie muß nämlich mit einem im voraus festgestellten und veröffentlichten Fahrplan arbeiten. Der Kraftwagen ist dagegen unabhängiger, soweit es sich nicht auch hier um einen regelmäßigen „Omnibusverkehr" handelt. Ferner ist noch für die Reisenden die Bequemlichkeit, für die Güter die Schonung von Bedeutung. Man wird behaupten dürfen, daß die Beförderung in der Eisenbahn durchschnittlich (namentlich bei kaltem und schlechtem Wetter) für die Reisenden angenehmer ist und ihre Gesundheit weniger bedroht, als die Beförderung im Kraftwagen. Bei den Gütern dagegen ist zu erwähnen, daß bei der Eisenbahn Werteinbußen durch das Ein- und Ausladen entstehen können, die bei der Beförderung im Kraftwagen vermieden werden. Was die Sicherheit anbelangt, so tritt man dem Kraftwagen nicht zu nahe, wenn man die Betriebssicherheit der Eisenbahn höher einschätzt. Insgesamt ist bezüglich der Güte der Beförderung noch hervorzuheben, daß es sich bei den Gütern hauptsächlich um höherwertige (und leicht verderbliche) Güter handelt, also um solche, die bei der Eisenbahn zum Expreß- und Eilgutverkehr gehören. Wenn auf diesem Gebiete zurzeit über die Eisenbahn gelegentlich geklagt wird, darf nicht übersehen werden, daß die Eisenbahn-Verwaltungen über gewisse nicht zu leugnenden Mängel unterrichtet sind und stark daran arbeiten, diese Mängel zu beseitigen, dem Verkehr also besser zu dienen; — zweifellos werden in der Verbesserung des Expreß-, Eilgut- und Stückgutverkehrs bei der Eisenbahn noch bedeutende Erfolge erzielt werden.

Für die meisten Güter, aber auch für gut 90 Prozent aller Reisenden, ist indessen nicht die Güte, sondern der Beförderungspreis die Hauptsache. Hiermit kommen wir zu einer der wichtigsten Fragen, die bei allen Vergleichen zwischen den verschiedenen Verkehrsmitteln die ausschlaggebende Rolle spielt, nämlich zur Frage der Beförderungskosten. Hier ist zunächst zu betonen, daß Kosten eine doppelte Bedeutung haben, nämlich einmal Kosten im Sinne des Frachtgebers (des Publikums), das die Kosten bezahlen muß, andererseits im Sinne der Transportanstalt, der bestimmte Selbstkosten durch jede Beförderungsleistung entstehen. Das Publikum (der

Frachtgeber) hat für eine gewünschte Beförderungsleistung an Kosten aufzubringen:

1. den sogenannten Tarif zuzüglich der etwaigen Nebengebühren,
2. die sogenannten Nebenkosten.

Tarif und Nebengebühren sind die Kosten, die an die Transportanstalt (z. B. Eisenbahn) gezahlt werden müssen. Nebenkosten sind die Ausgaben für das An- und Abrollen, das Ein- und Ausladen, für Verpackung, Versicherung, die Wert- und Zinsverluste usw. Der Frachtgeber muß für jede von ihm begehrte Transportleistung diese Gesamtkosten zusammenrechnen, wenn er sich entscheiden will, welchem Verkehrsmittel er die Beförderung übertragen will. Im Vergleich Eisenbahn und Kraftwagen dürften die sogenannten Nebenkosten beim Kraftwagen im allgemeinen geringer sein.

Kosten im Sinne der Transportanstalt sind die Selbstkosten, die ihr entstehen, und zwar die vollen Selbstkosten einschließlich Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals, der Rücklagen in die Erneuerungsfonds und in andere wirtschaftlich notwendige Fonds. Diese vollen Selbstkosten sind nun maßgebend für die Tarife (einschließlich der Nebengebühren), welche die Transportanstalt erheben muß, und zwar gilt hierbei das folgende Gesetz: Durch die Tarife müssen die vollen Selbstkosten (durchschnittlich) voll gedeckt werden — die Tarife dürfen aber (durchschnittlich) nur ganz wenig über den vollen Selbstkosten liegen. Dieses Gesetz, das den außerordentlich hohen Einfluß der Selbstkosten der Transportanstalten auf die Tarife und damit auf die gesamten Beförderungskosten ausdrückt, ist in folgender Tatsache zwingend begründet: Keine Transportanstalt kann dauernd unter den Selbstkosten arbeiten. Wenn sie dies nämlich tut (wenn sie z. B. auf die Verzinsung des Anlagekapitals ganz oder teilweise verzichtet), so ist das allerdings eine Zeitlang zu ertragen, führt aber im Laufe der Jahre unbedingt dahin, daß neues Kapital für Verbesserungen der Anlagen nicht aufgewendet werden kann, notwendige Verbesserungen also unterbleiben; dadurch wird die Allgemeinheit geschädigt, weil dann die Verkehrsleistungen relativ geringwertiger werden. Dies gilt auch von Staatsbahnen oder anderen Transportanstalten, die öffentlichen Körperschaften gehören. Es ist eine öde Geistreichelei, die das wirkliche Wesen des Verkehrs verkennt, wenn man darüber lange Untersuchungen anstellt, ob der Staat von seinen Staatsbahnen die volle Verzinsung und Tilgung des aufgewendeten Kapitals verlangen müsse.

Andererseits aber darf der Tarif auch durchschnittlich nicht höher liegen als die Selbstkosten; denn das würde einer Besteuerung des Verkehrs gleichkommen, also einer ungerechten Verteuerung der für das wirtschaftliche und kulturelle Leben wichtigsten Güter (Lebensmittel, Brennstoffe, Wegebaustoffe usw.). Eine Eisenbahn, welche über die landesübliche Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals noch Überschüsse erzielen wollte, die also den Verkehr als „milchende Kuh" ansieht, würde volks- und kulturfeindlich handeln. An dieser Stelle kann auf die zwingenden Abhängigkeiten des Tarifs von den Selbstkosten der Transportanstalten natürlich nicht im einzelnen eingegangen werden, es sei nur folgendes festgestellt: Die Tarife einschließlich der Nebengebühren, welche die Transportanstalt vom Publikum erheben muß, liegen ganz nahe bei den Selbstkosten. Für das Publikum kommen allerdings noch Nebenkosten hinzu, insgesamt aber hängt der vom Publikum für die Beförderung aufzuwendende Gesamtbetrag in erster Linie von den Selbstkosten der Transportanstalt ab.

Demgemäß ist bei allen Vergleichen zwischen den verschiedenen Verkehrsmitteln vor allem von ihren Selbstkosten auszugehen. Will man also den Kraftwagen mit der Eisenbahn (und der Binnenschiffahrt) vergleichen, so muß man die Selbstkosten ermitteln, welche bei diesen verschiedenen Verkehrsmitteln für die gewünschte Beförderungsleistung entstehen. Unter Hinweis auf den Vortrag Halters sei nur erwähnt: Die augenblicklichen Verhältnisse sind nicht geeignet, um Vergleiche für die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Verkehrsmittel auf lange Sicht anzustellen; denn:

1. Der Zinsfuß ist augenblicklich derart hoch, daß man ihn für Unternehmungen, die Jahrzehnte arbeiten sollen, nicht zugrunde legen kann.
2. Das für den Verkehr wichtigste Verkehrsmittel Deutschlands, nämlich die Reichsbahn, ist zur Zeit ungewöhnlich stark belastet.
3. Der Kraftwagenverkehr wird zur Zeit zu den durch ihn entstehenden Kosten der Unterhaltung des Landstraßennetzes vielfach noch nicht voll herangezogen.

Was die Überbelastung der Reichsbahn im einzelnen anbelangt, so ist zu bemerken: Die Deutsche Reichsbahn muß im Beharrungszustand jährlich etwa eine Milliarde an den Feindbund abführen. Dies ist im Vergleich zu ihrem Gesamtkapital (schätzungsweise rund 24 Milliarden) allerdings nicht sehr viel, nämlich nur etwa 4 Prozent. Es darf aber bei wirtschaftlichen Vergleichen nicht übersehen werden, daß das deutsche Volk (das Deutsche Reich, das der einzige Aktionär der Reichsbahn ist) für seine 13 Milliarden Aktien doch auch eigentlich eine gewisse Dividende erhalten müßte. In Wirklichkeit ist allerdings die höchste Dividende, welche die Reichsbahn an das deutsche Volk zahlen kann, nicht etwa ein in Zahlen ausdrückbarer Geldbetrag, sondern ein möglichst niedriger Tarif, weil das gesamte wirtschaftliche Leben Deutschlands durch nichts so stark befruchtet werden kann, wie durch billige Eisenbahntarife. Ferner sind der Reichsbahn dadurch besondere Lasten aufgebürdet, daß ihr Beamtenkörper in der Nachkriegszeit sehr stark aufgebläht worden ist, so daß nach dem Abbau ungewöhnlich hohe Summen als Renten usw. gezahlt werden müssen. Auch muß die Deutsche Reichsbahn die in und nach dem Kriege notgedrungen unterlassene Instandhaltung und Erneuerung ihrer Bauanlagen, namentlich des Oberbaues, der Brücken und der Sicherungseinrichtungen, nachholen, wodurch für die nächsten Jahre Erhöhungen der Betriebsausgaben entstehen. Sie muß außerdem Bauanlagen ausführen, die notwendig werden infolge der Veränderung der politischen Grenzen (Grenzbahnhöfe, Zollbahnhöfe). Zu allen diesen Belastungen kommt noch weiter hinzu, daß ununterbrochen von den verschiedensten Kreisen und Gegenden von der Reichsbahn verlangt wird, bestimmte Tarife zu ermäßigen und zwar sogar unter die Selbstkosten, damit das wirtschaftliche Leben in Fluß bleibt. Insgesamt ist also die Reichsbahn zur Zeit stark überlastet, — dagegen können auch die eifrigsten Anhänger des Kraftwagens nicht bestreiten, daß der Kraftwagen heute zu den Kosten für die Unterhaltung und Erneuerung der Straßen nicht genügend beiträgt. Außerdem sind bezüglich der Haftpflicht die Eisenbahn und der Kraftwagen sehr verschieden gestellt, weil das Haftpflichtgesetz und die Rechtsprechung die Eisenbahn außerordentlich stark, den Kraftwagen dagegen vielfach nur „angemessen" belasten.

Bei dem Vergleich der verschiedenen Verkehrsmittel ist schließlich noch die „Leistungsfähigkeit" zu berücksichtigen. Hierbei ist namentlich der städtische Auto-Omnibus und das städtische Einzelauto gegen die Straßenbahn, der ländliche Auto-Omnibus und der Lastkraftwagen allgemein gegen die Fernbahnen einschließlich der Kleinbahnen abzuwägen. Es ist sehr schwer, allgemeine Zahlen für die Leistungsfähigkeit eines Verkehrsmittels anzugeben, immerhin ist es nicht uninteressant, für die hier in Betracht kommenden Fragen Erfahrungen des Krieges mitzuteilen. Im Krieg hat man auf deutscher Seite etwa mit folgenden ganz rohen Größen rechnen können. Eine mit Autokolonnen möglichst stark belegte gute Chaussee leistete soviel wie eine Feldbahn von 60 cm Spur, nämlich täglich durchschnittlich 2000 Tonnen in einer Richtung (im Krieg in der Richtung zur Front). Demgegenüber leistete eine eingleisige Meterbahn 5000 Tonnen, eine eingleisige Normalspurbahn 25 000 Tonnen, und die Leistungsfähigkeit einer zweigleisigen Hauptbahn liegt natürlich noch wesentlich höher. Aus diesen Zahlen geht eine erhebliche Überlegenheit des Schienenweges gegenüber dem Kraftwagen bezüglich der zu leistenden Beförderungsmengen hervor — aber es ist ja auch nicht der Sinn des Kraftwagenverkehrs, sehr große Massen zu transportieren, sondern hauptsächlich die höherwertigen, also nur in kleineren Mengen auftretenden Güter. Aus dem Krieg sei aber auch noch mitgeteilt, daß die von Autokolonnen stark in Anspruch genommenen Chausseen ganz außerordentlich hohe Mengen von Schotter für die Unterhaltung erfordert haben. Allgemein kann man wohl als Kriegserfahrung angeben, daß sich der Straßenverkehr auf 100 km Entfernung „von selber auffrißt" oder mit andern Worten: größere Truppenkörper können nicht weiter als 100 km über die sogenannte „Eisenbahnspitze" vordringen. Demgegenüber hat die eine eingleisige, über 5000 km lange Sibirische Bahn trotz des Fährbetriebes am Baikalsee im russisch-japanischen Kriege die gesamte russische Armee ernährt.

Als Eisenbahner darf man daher darauf hinweisen, daß bezüglich der Projekte von Autostraßen doch offensichtlich eine recht große Hoffnungsfreudigkeit besteht. Wer wirtschaftlich richtig denkt, darf wohl einige Zweifel äußern, ob es richtig ist, für den Autoverkehr Straßen zu bauen, die das mehrfache einer erstklassigen zweigleisigen Vollbahn kosten, während ihre Leistungsfähigkeit wesentlich geringer ist.

Wenn vorstehend absichtlich möglichst nüchtern — man mag auch sagen pessimistisch — geurteilt worden ist, so möge man daraus doch nicht den Vorwurf einer feindlichen Einstellung gegenüber dem Kraftwagen ableiten. Wir stehen aber tatsächlich bezüglich der großen wirtschaftlichen Fragen noch im Anfang der Entwicklung und müssen erst einmal gründlich rechnen, ehe wir Schlüsse ziehen dürfen, die für längere Zeit gültig sind. Wenn wir dies tun, wird sich eine vernünftige Teilung dahin ergeben, daß jedem Verkehrsmittel der Verkehr zufällt, der für dasselbe wirtschaftlich und verkehrstechnisch in Frage kommt. Es kann also auch hier nicht von Konkurrenz und gegenseitiger Bekämpfung die Rede sein, sondern es ist vielmehr ein klares Erkennen der Eigenarten der verschiedenen Verkehrsmittel nötig. Durch ein vernünftiges wirtschaftliches Zusammenarbeiten aller am Verkehr beteiligten Kreise wird der deutschen Volkswirtschaft am meisten gedient.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Entwicklung des Betonstraßenbaues in den Vereinigten Staaten[1]).

Eine der ersten Betonstraßen wurde im Jahre 1865 in Inverneß in Schottland gebaut, während das älteste bekannte und noch in Gebrauch befindliche Betonpflaster in Edinburgh in Schottland aus dem Jahre 1872 stammt. Überraschend schnell und stark hat sich der Betonstraßenbau in den Vereinigten Staaten entwickelt. Die längste Betonstraße ist dort die Heerstraße von Olympia nach Vancouver im Staate Washington mit 135 Meilen (etwa 200 km), während sich das breiteste Betonpflaster in Kalifornien befindet. Es ist 180 Fuß breit (fast 55 m).

Im Jahre 1909 befanden sich im Gesamtgebiet der Vereinigten Staaten rd. 0,497 km² Betonpflaster im Gebrauch, im selben Jahre wurden noch 0,3735 km² hinzugebaut. 1914 war der jährliche Zuwachs schon auf 13,221 km², 1919 auf 44,906 km² und 1924 auf 47,482 km² gestiegen, so daß nunmehr im ganzen 429,653 km² vorhanden sind. (Das ist eine Fläche, die etwas größer ist als das gesamte hamburgische Staatsgebiet.) In den ersten 7 Monaten 1925 wurden bereits weitere 58,698 km² hinzugebaut. Während früher hauptsächlich kleinere Straßen und Wege als Betonstraßen gebaut wurden, nehmen jetzt die Hauptziffern des jährlichen Zuganges an Betonstraßen die größeren Straßen und Landstraßen in Anspruch. So waren vorhanden in Square-Yards (1 Square-Yard = 0,84 m²)

	Landstraßen u. große Straßen:	kleinere Straßen	Wege
1909 . . .	34 061	44 864	112 191
1924 . . .	354 433 187	139 960 151	17 098 157

Hinzugebaut wurden in den ersten 7 Monaten 1925 Square-Yards:

Jan.—Juli 1925 . .	45 519 739	22 301 005	2 057 422

Zusammen betrug der Neubau Jan.—Juli 1925: 69 878 166 Square-Yards = 58,698 km². Die Neubausumme des Jahres 1924 wird also 1925 wahrscheinlich wieder weit übertroffen werden. Am stärksten war 1925 der Zugang im Monat April und am schwächsten im Januar.

Der Länge nach gemessen waren am 1. Januar 1925 31 698,3 Meilen 18 Fuß (= 5,5 m) breite Betonstraßen vorhanden, d. h. etwa 51 000 km. (Nach anderen Angaben sind im ganzen 80 000 km vorhanden gegenüber etwa 100 km in Deutschland.)

Zahlung von Versicherungsprämien mit Wechseln? Infolge der immer fühlbarer werdenden Kapitalknappheit haben industrielle Versicherungsnehmer den Versuch gemacht, ihre fälligen Versicherungsprämien mit Wechseln zu bezahlen. Die Versicherer haben sich indessen im allgemeinen auf diesen Zahlungsmodus nicht einlassen können, da die Großbanken die Diskontierung von Wechseln, die nicht aus Warenschulden sondern aus geschuldeten Versicherungsprämien herrühren, verweigern. Die ablehnende Haltung der Banken wird durch die Unmöglichkeit der Rediskontierung bei der Reichsbank begründet, die bekanntlich nur Warenwechsel hereinnimmt. Wechsel, die aus geschuldeten Versicherungsprämien herrühren, werden in Anbetracht der gegenwärtigen Kapitalknappheit gewissermaßen als „unproduktive Kredite" betrachtet. Als eine Art „Finanzwechsel" entsprechen sie nicht den Anforderungen der vorsichtigen Kreditpolitik, die die Reichsbank heute für nötig hält.

Die Versicherungsgesellschaften dürften aber kaum in der Lage sein, kurzfristige Wechsel, die sie im eigenen Portefeuille behalten und die mithin eine zinslose Stundung der Prämien gegen eine um das Recht der Wechselklage erhöhte Sicherheit bedeuten würden, in größerem Umfange entgegenzunehmen. Die Gesellschaften können nämlich aus den dargelegten Gründen weder zur Bestreitung ihrer persönlichen und sachlichen Ausgaben eigene Wechsel ausgeben, noch im gegebenen Fall ihre aus den Versicherungsverträgen anfallenden Schadensverpflichtungen mit eigenen oder hereingenommenen Wechseln erfüllen.

Die Versicherungsprämien gehören mithin zu den Verpflichtungen, die zu den fälligen Terminen in bar reguliert werden müssen, wenn der Versicherungsnehmer nicht des Versicherungsschutzes entbehren will, den er durch den vorgenommenen Vertragsschluß erstrebte.

Zur Neuregelung des Steuerabzuges vom Arbeitslohn durch das neue Einkommensteuergesetz. 1. Deutsche Arbeiter im Ausland. Wenn deutsche Angestellte und Arbeiter einer deutschen Firma bei Arbeiten im Auslande beschäftigt sind, so waren sie, selbst wenn sie ihren inländischen Wohnsitz aufgaben, bisher noch 2 Jahre lang einkommensteuerpflichtig. Nach den neuen Gesetzesvorschriften entfällt die Steuerpflicht mit der Aufgabe des inländischen Wohnsitzes und Aufenthalts ohne weiteres. Vom Zeitpunkte der Aufgabe des inländischen Wohnsitzes oder Aufenthalts ist ein Steuerabzug nicht mehr vorzunehmen. Auch beschränkte Steuerpflicht besteht hinsichtlich der Bezüge nicht; ein Freistellungsverfahren (vergl. § 55 des bisherigen Einkommensteuergesetzes) kommt nicht mehr in Frage. (Erlaß des Reichsfinanzministers v. 18. 8. d. J.)

2. Steuerpflicht ausländischer Arbeiter. Dagegen sind die bei Arbeiten im deutschen Inland beschäftigten ausländischen Arbeiter, die sich nicht länger als 6 Monate in Deutschland aufhalten oder hier keinen Wohnsitz haben, beschränkt steuerpflichtig. Wie bisher sind von ihrem vollen Arbeitslohn 2 vH als Steuer einzubehalten, ein Abzug von steuerfreien Lohnbeträgen sowie eine Berücksichtigung des Familienstandes findet nicht statt. Diese Regelung gilt jedoch nur bis zum 31. Dezember 1925. (Erlaß des R.F.M. v. 5. 9. d. J.)

3. Erhöhung des steuerfreien Betrages bei Kriegsbeschädigten. Nach den bisherigen Bestimmungen konnte den Kriegsbeschädigten, die eine Rente von mindestens 30 vH erhalten, und entsprechend Zivilbeschädigten eine Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrages nach dem Prozentsatz der Erwerbsbeschränkung zugebilligt werden. Der Reichsfinanzminister bestimmt, daß diese bisherigen Vorschriften durch die neue Dreiteilung des steuerfreien Lohnbetrages in den eigentlichen steuerfreien Lohnbetrag und in die Pauschsätze für Werbungskosten und für Sonderleistungen nicht berührt wird, sondern nach wie vor der gesamte steuerfreie Lohnbetrag von 80 M monatlich um den Hundertsatz der Erwerbsbeschränkung erhöht wird. (Erlaß des R.F.M. v. 5. 9. d. J.)

4. Steuerfreiheit von Entschädigungen bei der Entlassung. Nach § 44 Nr. 1 des neuen Einkommensteuergesetzes gehören Entschädigungen, die als Ersatz für entgehende Einnahmen oder für die Aufgabe einer auf Grund eines Dienstverhältnisses geleisteten Tätigkeit gewährt werden, zum Arbeitslohn und unterliegen deshalb dem Steuerabzug vom Arbeitslohn. Dagegen sind Entschädigungen auf Grund des § 87 des Betriebsrätegesetzes (bei Entlassung trotz gerechtfertigten Einspruchs) nach § 8 Nr. 9 des Einkommensteuergesetzes steuerfrei. Da die Entschädigungen, die Arbeitgeber ihren Arbeitnehmern freiwillig bei der Entlassung zahlen, im allgemeinen dem gleichen Zweck dienen wie die Entschädigungen auf Grund des § 87 des Betriebsrätegesetzes, nämlich den Arbeitnehmer für die Zeit der voraussichtlichen Arbeitslosigkeit schadlos zu halten, bleiben solche Entschädigungen einstweilen ebenfalls von der Einkommensteuer freigestellt, sofern sie höchstens $^{6}/_{12}$ des letzten Jahresarbeitsverdienstes betragen. (Erl. des R.F.M. v. 23. d.)

5. Die Berücksichtigung des Familienstandes beim Steuerabzug vom Arbeitslohn. Bekanntlich wird vom 1. Oktober ab auf Grund des neuen Einkommensteuergesetzes die Familienstandsberücksichtigung bei der Ermäßigung des Lohnsteuerabzuges nach zwei Systemen vorgenommen. Während einerseits für die höheren Lohneinkommen das bisherige System der prozentualen Ermäßigung des Steuersatzes um je 1 vH für Ehefrau und jedes minderjährige Kind bleibt (die höhere Ermäßigung für das zweite und folgende Kind ist hier weggefallen), wird andererseits für die geringeren Einkommen das System der festen Abzüge für die Frau und die Kinder eingeführt.

Welches System zu wählen ist, entscheidet sich danach, welche Art der Ermäßigung für den Steuerpflichtigen in seiner Gesamtheit günstiger wirkt. Zur Erleichterung dieser Feststellung teilt das Reichsfinanzministerium die folgende Tabelle mit:

Das System der festen Abzüge ist anzuwenden je nach dem Familienstand bei einem Jahreslohn bis einschließlich M:

a) Verheirateter Arbeitnehmer.

Familienstand	Arbeitslohn vierteljährlich	monatlich	wöchentlich	täglich	zweistündlich
Ehefrau . .	540,—	180,—	43,20	7,20	1,80
1 Kind . .	540,—	180,—	43,20	7,20	1,80
2 Kinder .	640,—	213,33	51,20	8,53	2,13
3 Kinder .	840,—	280,—	67,20	11,20	2,80
4 Kinder .	1020,—	340,—	81,60	13,60	3,40
5 Kinder .	1140,—	380,—	91,20	15,20	3,80
6 Kinder .	1225,71	408,57	98,05	16,34	4,08
7 Kinder .	1290,—	430,—	103,20	17,20	4,30
8 Kinder .	1340,—	446,66	107,20	17,86	4,46
9 Kinder .	—	—	—	—	—
10 Kinder .	—	—	—	—	—

b) Verwitweter Arbeitnehmer.

Familienstand	vierteljährlich	monatlich	wöchentlich	täglich	zweistündlich
1 Kind . .	540,—	180,—	43,20	7,20	1,80
2 Kinder .	690,—	230,—	55,20	9,20	2,30
3 Kinder .	940,—	313,33	75,20	12,53	3,13
4 Kinder .	1140,—	380,—	91,20	15,20	3,80
5 Kinder .	1260,—	420,—	100,80	16,80	4,20
6 Kinder .	1340,—	446,66	107,20	17,86	4,46
7 Kinder .	1397,14	465,71	111,77	18,63	4,66
8 Kinder .	1440,—	480,—	115,20	19,20	4,80
9 Kinder .	1473,33	491,11	117,86	19,64	4,91

[1]) Nach Engineering News Record. Nähere Angaben finden sich in einer Broschüre „Concrete Facts about Concrete Pavements" (Denkwürdige Zahlen über Betonpflaster), das die amerikanische Portland Cement Association herausgegeben hat.

Eisenbahngütertarif. Die ständige Tarifkommission der Deutschen Eisenbahn hat folgende Tarifentscheidungen bekanntgegeben, durch welche Bestimmungen des Eisenbahngütertarifs, die zu Zweifeln Anlaß gegeben haben, ausgelegt werden:

1. Frachtberechnung für Rohrdecken mit eingefügten Holzstäbchen. Das Einflechten von Holzstäbchen in größeren Abständen zum Zweck der Verbindung und Versteifung schließt die Anwendung der Klasse E nicht aus.

2. Frachtberechnung für gemahlene mit Teer überzogene Hochofenschlacke. Gemahlene Hochofenschlacke mit Teer überzogen fällt unter die Tarifstelle „Steinschlag (Schotter), Steingrus (Steinsplitt) und Schlacken, mit Asphalt oder Teer überzogen". (Kl. E).

3. Frachtberechnung für polierte Grabdenkmäler. Die Anbringung von Verzierungen, ausgenommen Figuren und Figurenteile sowie von Inschriften schließt die Anwendung der Tarifstellen „Steine" der Klasse D, Ziffer 2 und Klasse E, Ziffer 3 nicht aus.

4. Frachtberechnung für Tonwaren der Klasse E. Unter den in § 6 (2), Ziffer 31 b, der Allgemeinen Tarifvorschriften genannten Schamottesteinen sind nur die in der Tarifstelle „Tonwaren" der Klasse E Ziffer 5 angeführten Steine aus Schamotte, nicht aber Platten, Kapseln, Muffeln, Retorten, Röhren und Trichter zu verstehen.

Bautätigkeit und Baugenehmigungen im 1. Halbjahr 1925. Die Bautätigkeit in der 1. Hälfte des Jahres war zwar erheblich größer als im Jahre 1924, hat aber doch keine Steigerung in dem erwarteten Umfang erfahren. Der Umfang, den die Wohnungsbautätigkeit vor dem Ruhrkrieg hatte, ist noch nicht wieder erreicht:

Reinzeugung an Gebäuden und Wohnungen in 46 Gemeinden mit 50 000 und mehr Einwohnern (ohne Saarbrücken):

	Gebäude überhaupt:	davon Wohngebäude:	davon sonstige Gebäude:	Wohnungen:
1924 gesamt	16 225	8 996	7 229	27 099
1924 1. Viertel	4 191	2 582	1 609	7 706
2. Viertel	2 885	1 493	1 392	4 621
1925 1. Viertel	5 771	3 206	2 565	8 915
2. Viertel	5 815	3 361	2 454	10 416

Der Reinzugang an Wohnungen auf je 1000 Einwohner betrug in den Städten mit 50 000 und mehr Einwohnern im

1. Halbj. 1924 = 0,8; 1. Halbj. 1925 = 1,3 Wohnungen.

Anhaltspunkte für die Beurteilung des Konjunkturablaufs in den einzelnen Monaten des ersten Halbjahres 1925 bietet eine Statistik der erteilten Bauerlaubnisse in Gemeinden von über 50 000 Einwohnern:

Bauerlaubnisse	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni
für Gebäude	1954	2246	2750	2387	3228	2972
(davon Wohngebäude) . . .	(1058)	(1207)	(1550)	(1303)	(1965)	(1933)

(Nach Wirtschaft und Statistik. Vgl. auch Bauingenieur Nr. 12, S. 475).

Wohnungsbau im Hauptausschuß des preußischen Landtags. Anläßlich der Vorberatung des Haushalts der allgemeinen Finanzverwaltung für 1926 teilte der preußische Finanzminister mit, daß der Fonds für Neubauzwecke aus der Hauszinssteuer vom preußischen Wohlfahrtsministerium in folgender Weise verteilt worden sei: 101 Millionen für Hauszinssteuerhypotheken, 10 Millionen für landwirtschaftliche Siedlungsbauten, 3 Millionen für die Landespfandbriefanstalt, 2,75 Millionen für Zwischenkredite (Baugeld), 0,25 Millionen für Darlehen zur Gründung von Stadtschaften, 12 Millionen für Wohnungsfürsorgegesellschaften, 10 Millionen für Baudarlehen von Beamtenwohnungen. Der Minister bemerkte ferner, die Einnahmen aus Zinsgewinn könnten auf etwa 10 Millionen M. gebracht werden. Eine Novelle zum Hauszinssteuergesetz zur Berücksichtigung der zahlreichen Abänderungsanträge wurde in Aussicht gestellt.

Bau von Grünfuttertürmen. Wie Herr Regierungsbaumeister Streit kürzlich auf der Zusammenkunft der Baumaterialien- und Zementhändler in Leipzig mitteilte, wurden bisher in Deutschland ca. 3000 Grünfuttersilos aus Beton hergestellt, gegenüber etwa ¾ Millionen, die schon im Jahre 1923 in Amerika vorhanden waren. Wie in Heft 9 Seite 352 berichtet, nehmen die obersten Reichsbehörden besonderes Interesse an dieser Bauart und haben Kredite dafür zur Verfügung gestellt. Es ist jetzt auch ein „Verein zur Förderung der Grünfutterkonservierung" gegründet, in dem sich unter Vorsitz des Reichsernährungsministers alle Interessentenkreise zusammengefunden haben.

Bemerkenswerter Auslandsauftrag. Von der Stadtverwaltung in Dublin (Irland) wurden 230 Wohnhäuser in Auftrag gegeben. Den Zuschlag erhielt eine deutsche Baufirma (Paul Kossel & Cie, Bremen), die die Häuser in Betonbauweise ausführen wird. Ihr Kostenanschlag lag mit 118 491 Pfund Sterling um 4000 Pfund Sterling unter dem niedrigsten irischen Angebot.

Arbeitsmarktlage. Die Beschäftigungsverhältnisse im Baugewerbe bewegen sich langsam weiter in absteigender Linie. Der Prozentsatz der arbeitslosen Bauarbeiter ist von Ende Juli bis Ende August im Deutschen Baugewerksbund von 3,7 vH auf 4,8 vH und im Zentralverband der Zimmerer von 2,5 vH auf 5,2 vH gestiegen. Doch sind die Beschäftigungsverhältnisse in den einzelnen Bezirken ziemlich verschieden; relativ günstig sind sie wieder in Provinz und Freistaat Sachsen, verschlechtert haben sie sich in Pommern, Schleswig-Holstein und Hannover-Braunschweig. Maurer sind fast nirgendwo mehr knapp, Zimmerer überall reichlich vorhanden.

Die großen Arbeitskämpfe wurden durch die zentrale Vereinbarung vom 28. 8. beendet; in allen sieben Kampfbezirken ist die Bautätigkeit wieder im Gange. Neue Streitigkeiten brachen in Braunschweig und Ostpreußen aus, wo die Gewerkschaften die von der zentralen Schiedsstelle am 17. 9. gefällten Lohnschiedssprüche ablehnten. In Braunschweig (und unter Tarifbruch auch in Hannoversch-Münden) wird gestreikt, in Ostpreußen sind vereinzelte Teilstreiks. Neue Lohnverhandlungen, die voraussichtlich die zentralen Schiedsstellen beschäftigen werden, stehen in Rheinland-Westfalen, Bremen, Hessen, Hessen-Nassau, Schlesien und Bayern bevor.

Lebenshaltungskostenindex.

Juli: 143,3 August: 145 September: 144,9

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 30. September.)

Verordnung über die Einfuhr von Waren. Vom 25. September 1925 (R.-Anz. Nr. 226.) Das auf Verordnungen aus der Kriegszeit (Vero. vom 16. 1. 1917) zurückgehende Verbot, Waren nach Deutschland ohne besondere Bewilligung einzuführen, wird grundsätzlich aufgehoben.

Aufrechterhalten bleiben die Einfuhrverbote u. a. für Kohle, Koks, Preßkohle, Bleiweiß. Die Einfuhrverbote für Zement sind ebenfalls grundsätzlich aufgehoben, nur die Einfuhr von Zement aus der Schweiz bleibt verboten. Aufrechterhalten bleibt auch ein sehr großer Teil der Einfuhrverbote hinsichtlich der Einfuhr aus Polen, u. a. für Zement, Ton, Kalk, Ziegel, Klinker, gewisses Form-, Stab- und Bandeisen.

Inkrafttreten der neuen Zölle. Die Zölle der kleinen Zolltarifnovelle (Gesetz über Zolländerungen. Vom 17. 8. 1925 RGBL. I S. 261) und des belgisch-deutschen Handelsvertrags treten am 1. Oktober in Kraft.

Erlaß des Reichsarbeitsministers über Ausleihung niedrig verzinslicher Darlehen für größere Instandsetzungsarbeiten in Wohnhäusern. Der Reichsarbeitsminister hat den Wohnungsressorts der Landesregierungen empfohlen, besondere Mittel für die Entleihung von niedrig verzinslichen Darlehen an die Hausbesitzer bereitzustellen, um ihnen die Vornahme größerer Instandsetzungsarbeiten, die die einmalige Aufwendung eines größeren Kapitals erfordern, zu ermöglichen. Es würde sich in diesen Fällen z. B. um die Erneuerung des Außenputzes, des Außenanstrichs eines Hauses, um die Erneuerung der Dachrinnen und Ablaufrohre, die Neu- und Umdeckung des Daches usw. handeln, also um Arbeiten, die für die Erhaltung des vorhandenen Wohnraumes von besonderer Bedeutung sind. Es wird weiterhin empfohlen, die Verteilung der Geldmittel entweder durch städtische Behörden, durch die Sparkassen oder durch Vermittlung von Vereinigungen der Grundstücksbesitzer vorzunehmen. Unter den Mitteln des Gemeindehaushalts, denen die benötigten Kapitalien entnommen werden, können dem Erlaß zufolge auch Mittel der Hauszinssteuer in Betracht kommen, soweit sie nicht für die Förderung der Neubautätigkeit benötigt werden. (Reichsarbeitsminister V B 2 Nr. 8106/25.)

Grundsätze für die Gewährung von Tilgungshypotheken und Baugeld (Zwischenkredit) an Reichsbeamte und -bedienstete aus dem Wohnungsfürsorgefonds des Reichsarbeitsministeriums. Vom 15. August 1925. (RArbBl., S. 439.) Die Mittel stehen für den Miet- oder Eigenhauswohnungsbau für Beamte, Angestellte und Arbeiter in Verwaltungen und Betrieben des Reichs und für Angehörige der Wehrmacht zur Verfügung. (Jedoch nicht für Post- und Bahnbedienstete, da hierfür besondere Mittel vorhanden sind.) Antragsberechtigt sind außer gemeinnützigen Wohnungsbauunternehmungen und Gemeinden auch private Bauherrn. Die Anträge werden von den Landesfinanzämtern bearbeitet. Unter gewissen Voraussetzungen kann eine zweitstellige Tilgungshypothek (5 vH Zinsen, 1 vH Tilgungssatz) und Baugeld (6 vH Zinsen) gewährt werden.

Durchführungsbestimmungen über den Steuerabzug vom Arbeitslohn. (St.A.D.B.) Vom 5. September 1925. (RMinBl., S. 1186.) Enthält die neuen Durchführungsbestimmungen auf Grund des neuen Einkommensteuergesetzes.

Bekanntmachung der ab 1. Oktober geltenden Brennstoffpreise (Kohle, Koks, Briketts) in allen Kohlensyndikaten durch den Reichskohlenverband, vergl. R.-Anz. Nr. 228 vom 29. 9. d. Js.

Gesetzentwürfe. Entwurf eines Gesetzes über Arbeitslosenversicherung. Der 179 Paragraphen umfassende Entwurf, den die Reichsregierung dem Reichswirtschaftsrat und dem Reichsrat vorlegte, wird auf S. 423 in Heft 34 des Reichsarbeitsblatts veröffentlicht.

Ein Gesetzentwurf, der die Möglichkeit der Geschäfts-
ufsicht aufhebt und die Konkursordnung ausbaut, ist im Reichs-
irtschaftsministerium fertiggestellt.

Der Entwurf des preußischen Städtebaugesetzes nebst Begründung
nd Anlagen ist als Broschüre (90 S.) in C. Heymanns Verlag, Berlin,
rschienen.

Technische Vorschriften für Bauleistungen, aufgestellt vom
eichs-Verdingungsausschuß (163 S.) sind im Bauwelt-Verlag, Berlin,
rschienen.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. Reichsfinanzhof. a) Zulässigkeit von Absetzungen wegen
bnutzung bei einem noch nicht fertiggestellten Neubau
ei Veranlagung zur Einkommen- und Körperschafts-
teuer. Die angefochtene Entscheidung des Finanzgerichts ist von
er Auffassung beherrscht, daß bei Neubauten, die noch nicht benutzt,
, nicht einmal fertiggestellt sind, eine Abschreibung für Abnutzung
icht zulässig sei, und es sind aus diesem Grunde die sonst gebotenen
rmittlungen darüber, ob und welche Gründe für eine solche Ab-
chreibung vorliegen, unterblieben. Der Reichsfinanzhof hat sich
edoch dahin ausgesprochen, daß bei einem Neubau, besonders dann,
enn er sich über mehrere Jahre hinzieht, bereits, ehe das Gebäude
u seinem Zwecke in Benutzung genommen worden ist, Ver-
chlechterungen an dem noch unfertigen Gebäude eintreten, die als
bnutzung im Sinne des § 13 Abs. 1 Ziff. 1b des Einkommensteuer-
esetzes anzusprechen sind. Denn eine Absetzung für Abnutzung
etzt keineswegs Abnutzung durch Gebrauch und Benutzung voraus.
Urteil vom 18. Juli 1925.)

Die vorstehende Regelung dürfte auch für die Auslegung des
20 des neuen Einkommensteuergesetzes vom 10. 8. 25, in welchem
ie Absetzungen für Abnutzung oder Substanzverringerung bei Er-
mittlung des Betriebsvermögens geregelt ist, Anwendung zu finden
aben.

b) Bestellung einer Hypothek für eine Kaufpreis-
orderung als Vereinnahmung im Sinne des Einkommen-
teuergesetzes bei Berechnung der Einkommensteuer-
orauszahlungen. Streitig ist, ob die Bestellung einer Hypothek
ür eine geschuldete Kaufpreisforderung als Vereinnahmung anzusehen
st. Die Frage, was als Vereinnahmung des Entgelts für eine Leistung
nzusehen ist, muß für die Vorauszahlungen in demselben Sinne
ntschieden werden wie für die Umsatzsteuer. Für die Umsatzsteuer
at der Reichsfinanzhof in ständiger Rechtsprechung ausgeführt,
urch die Einräumung einer Verkehrshypothek erhalte der Ver-
ußerer schon ein wirtschaftlich verwertbares Recht, das im Verkehr
ine selbständige Rolle spiele, und nicht nur die Aussicht auf künftige
efriedigung. Wirtschaftlich betrachtet, gelte die Bestellung einer
aufgelderhypothek, die jedenfalls über eine bloße Stundung des
aufpreises hinausgehe und einen selbständigen Verkehrsgegenstand
chaffe, als Befriedigung des Verkäufers und demnach als Ver-
innahmung des Entgelts, unbeschadet der bürgerlich-rechtlichen
usgestaltung. (Beschluß vom 28. Juli 1925.)

2. Arbeitsrecht. a) Entlassung von Schwerbeschädigten
ei Aussperrung. Bei Aussperrungen, die keine Vertragsverletzung
arstellen, können auch Schwerbeschädigte fristlos entlassen werden.
ezüglich der Frage der Schadenersatzpflicht gilt hier allgemein § 323
GB., nach dem der eine Teil den Anspruch auf die Gegenleistung
(hier: den Lohn) verliert, wenn ihm die vertragliche Leistung (hier:
die Arbeit) infolge eines Umstandes unmöglich wird, den keine Ver-
tragspartei zu vertreten hat. Einen solchen Umstand stellt eine Aus-
sperrung ohne Vertragsverletzung dar. Es ist also belanglos, ob der
fristlos Entlassene Schwerbeschädigter ist oder nicht (Urteil des Ge-
werbegerichts Luckenwalde vom 9. 7. 1925.)

b) Verzicht auf erdienten Tariflohn. — Minderung des
Tariflohns. Weder Einzelpersonen noch solche Verbände, die nicht
Vertragskontrahenten des ursprünglichen Tarifvertrages sind, können
von einem für allgemein verbindlich erklärten Tarifvertrag abweichende
Vereinbarungen treffen. Doch ist ein Verzicht auf erdienten Arbeits-
lohn trotz der Unabdingbarkeit der Tarifverträge möglich. — Eine
Herabsetzung des Lohnes kann unter Umständen eine Änderung
„zugunsten der Arbeiter" im Sinne des § 1 der Verordnung über Tarif-
verträge vom 23. 12. 1918 sein. Das ist vor allem der Fall, wenn durch
die Lohnminderung Streik oder Aussperrung und damit Arbeits-
und Erwerbslosigkeit vermieden wird. (Urteil des Amtsgerichts
Koburg vom 29. 8. 1925.)

Einen Vortragskursus über das neuzeitliche Planungswesen und die Siedlungsaufgaben der Gegenwart

veranstaltet das Deutsche Archiv für Siedlungswesen vom 19. bis
23. Oktober in Berlin, zugleich als Feier des 10jährigen Bestehens des
Archivs. Die Vorträge behandeln im einzelnen die ländlichen Verhält-
nisse, die Kleinstädte, die Kreispläne, die Großstädte und die Landes-
planung und werden sämtlich von dem Leiter des Archivs, Herrn Re-
gierungsbaumeister a. D. Langen, gehalten. Nach jedem Vortrag er-
folgt freie Aussprache und Fragenbeantwortung. Einige Besichtigungs-
ausflüge und ein Rundflug über Berlin schließen sich an. Teilnehmer-
karte für alle Veranstaltungen M. 10,—, für einen einzelnen Vortrag
M. 2,—. Anmeldungen und alles Nähere bei dem oben genannten
Archiv, Berlin NW 6, Luisenstr. 27/28, Fernsprecher Norden 3850.

Berechnung eiserner Brücken.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft
gibt unter Ziffer 82 D 14770 nachstehenden Erlaß vom 25. 9. 1925
bekannt:

Die Reichsbahndirektion Essen schlägt vor, um die sich aus der
Schweißung der Schienenstöße ergebenden Vorteile schon jetzt bei
den Neubauten eiserner Brücken der Klasse N nutzbar zu machen,
bei der Berechnung von N-Brücken, auf denen bis zu 3 Schienenlängen
liegen, die Stoßziffern für geschweißte Schienenstöße anzunehmen.
Die Reichsbahndirektion geht dabei von der zutreffenden Annahme
aus, daß zur Zeit der tatsächlichen Einführung der N-Lasten die Frage
einwandfreier Schweißung der Schienenstöße gelöst sein wird und dann
die Schienenstöße auf eisernen Brücken grundsätzlich geschweißt
werden.

Wir treten dem Vorschlage der Reichsbahndirektion Essen bei
und ersuchen, künftig alle N-Brücken unter Zugrundelegung der
Stoßziffern für geschweißte Schienenstöße zu berechnen. Auf der
ersten Seite der Brückenbücher so berechneter Brücken ist in rot der
Vermerk zu machen:

„Die Berechnung ist unter der Annahme geschweißter
Schienenstöße durchgeführt. Vor tatsächlicher Belastung der
Brücke mit N-Lasten müssen die Schienenstöße geschweißt
werden."

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Hauptverwaltung
Kraefft.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 10. Sept. 1925.

l. 5c, Gr. 4. D 45 777. Adolf Drost, Mülheim-Ruhr, Seilerstr. 17. Steinausbau für Strecken und ähnliche unterirdische Bauwerke. 5. VIII. 24.

l. 5c, Gr. 4. Sch 71 175. Schlesische Bergbau-Gesellschaft m. b. H., Beuthen, O.-S. Auflagerung der Schenkel eines dreigelenkigen Stollenausbaus aus Eisenbeton. 10. X. 23.

l. 20c, Gr. 42. A 43 244. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Seilbahn mit Pendelbetrieb. 14. X. 24.

l. 81e, Gr. 25. H 100 656. Gustav Hill, Hagen i. W., Viktoriastr. 5. Schienen-Auf- und -Abladevorrichtung. 20. II. 25.

l. 81e, Gr. 31. A 44 748. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke. 17. IV. 25.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 37 vom 17. Sept. 1925.

l. 5c, Gr. 4. Sch 71 174. Firma Schlesische Bergbau-Gesellschaft m. b. H., Beuthen, O.-S. Eisenbetonstollenausbau. 10. X. 23.

Kl. 20h, Gr. 4. F 58 500. Johannes Feuerlein, Berlin-Zehlendorf, Hermannstr. 5. Gleisbremse. 2. IV. 25.

Kl. 20i, Gr. 8. W 68 919. Walter Wetzel, Charlottenburg, Spreestraße 56. Zungenvorrichtung für Straßenbahnweichen. 26. III. 25.

Kl. 37e, Gr. 13. K 78 305. „Kraftbau" A.-G. für Hoch-, Tief- und Betonbauten, Berlin. Vorrichtung zum Spritzen von flüssigen, breiigen, staubförmigen oder körnigen Stoffen. 6. VII. 21.

Kl. 80a, Gr. 8. H 93 517. Gustav Hagen, Mannheim, Waldparkdamm 3. Härtevorrichtung für Kalksandsteine u. dgl. 30. IV. 23.

Kl. 80b, Gr. 1. H 97 472. Dr. Richard Hempel, Berlin, Schleiermacherstr. 6. Verfahren zur Verbesserung von Trockenmörtel für Putzzwecke. 3. VI. 24.

Kl. 81e, Gr. 26. B 117 102. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin. Fördervorrichtung. 5. XII. 24.

Kl. 85c, Gr. 3. I 21 072. Activated Sludge Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zum Reinigen von Abwässern u. dgl. 13. XI. 15

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 10. Sept. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. 419 145. Maschinenfabrik Schieß, Akt.-Ges., u. Hermann Müller, Lindenstr. 234. Düsseldorf. Vorrichtung zum Rauhen von Grubenstempeln. 10. V. 23. M 81 441.

Kl. 20 i, Gr. 15. 419 215. Eduard Rosé, Neuhaldenslebener Str. 9 u. Richard Mauer, Rotekrebsstr. 33, Magdeburg. Selbsttätige mechanische Weichenstellvorrichtung, insbesondere für Straßenbahnen. 11. I. 25. R 63 092.

Kl. 37 b, Gr. 2. 419 093. Fa. Farbwerke vorm. Meister Lucius & Brüning, Höchst a. M. Zur Ausmauerung kugelförmiger Gewölbe dienende Steinplatte. 2. V. 24. F 56 025.

Kl. 37 d, Gr. 24. 419 094. Paul Liese, Berlin-Tempelhof, Dreibundstraße 44. Rahmen aus Kunststein, insbesondere Eisenbeton für Fensterscheiben. 13. VIII. 22. L 56 235.

Kl. 37 d, Gr. 40. 419 095. Robert Alioth, Valangin, Neuchâtel, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Bodenreinigungsmaschine. 8. II. 24. A 41 501.

Kl. 80 b, Gr. 3. 419 353. Dr. Wilhelm Vershofen, Bamberg. Verfahren zur Herstellung von Portlandzement. 16. I. 23. V 18 066.

Kl. 80 b, Gr. 25. 419 049. „Prodor" Fabrique de Produits Organiques S. A. und Marcel Levy, Genf, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Düring, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Gegenständen aus Beton mit schmelzbaren Bindemitteln. 25. I. 22. P 45 253. Schweiz 16. XI. bzw. 28. XII. 21.

Kl. 84 c, Gr. 2. 419 187. Franz Gumz, Stettin-Bredow, Bredower Straße 72. Vorrichtung zum Eintreiben von Vortreibrohren. 30. I. 24. G 60 576.

Kl. 84 d, Gr. 1. 419 052. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Stromabnehmer für Fahrzeuge mit unregelmäßig verlegter Oberleitung, insbesondere für elektrisch betriebene Trockenbagger. 9. V. 24. A 42 226.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 37 vom 17. Sept. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. 419 517. Goswin & Co., Komm.-Ges., Haspe i. W. u. Peter Thielmann, Silschede i. Westf. Grubenstempel; Zus. zu Pat. 416 538. 12. II. 24. G 60 669.

Kl. 20 a, Gr. 14. 419 477. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Schrägaufzug. 3. V. 24. G 61 347.

Kl. 20 h, Gr. 6. 419 580. Fa. Paul Lechler, Stuttgart. Vorrichtung zum Verschieben von mit aufzugleisenden Eisenbahnfahrzeugen belasteten Hebezeugen. 6. XI. 23. L 58 914.

Kl. 20 i, Gr. 11. 419 578. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Motorantrieb insbesondere für elektrische Weichen- und Signalstellwerke. 11. I. 25. O 14 665.

Kl. 20 i, Gr. 33. 419 579. Wilhelm Gohl und Hans Kling, Söflingen b. Ulm. Vorrichtung gegen Überfahren von Haltesignalen. 11. VII. 24. G 61 789.

Kl. 20 k, Gr. 7. 419 372. Rail Welding and Bonding Company, Cleveland, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zur elektrischen Verbindung von Eisenbahnschienen, bei welcher die zu Aufnahme der Enden des kupfernen Schienenverbinder bestimmte Form oder das Muldenstück mit Ausnehmungen versehen ist. 11. VII. 20. R 50 666. V. St. Amerika 9. VI. 13.

Kl. 20 k, Gr. 9. 419 441. Fa. Österreichische Brown, Boveri-Werke A.-G., Wien; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte Berlin SW 11. Nachspannbare Kettenoberleitung. 1. I. 24 O 13 995. Österreich 14. VI. 23.

Kl. 20 k, Gr. 9. 419 442. Georg Stoltz, Berlin-Halensee, Küstriner Straße 2. Fahrdrahtisolator, dessen isolierender Teil einen Kanal für die Aufnahme des aus einem Seil bestehenden Tragmittels für den Fahrdraht enthält. 20. V. 23. St 36878

Kl. 20 k, Gr. 9. 419 443. Wilhelm Heinrich Witt, Nordstrandshöiden b. Oslo, Norwegen; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. P. Wangemann und Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57 Temperaturausgleichvorrichtung, insbesondere für Leitungen beispielsweise Stromzuleitungen für elektrische Straßenbahnen und Eisenbahnen. 13. XII. 23. W 65 059.

Kl. 20 k, Gr. 9. 419 722. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H. Berlin-Siemensstadt. Stützpunkt für Fahrleitungen elektrischer Bahnen. 9. VII. 24. S 66 482.

Kl. 37 e, Gr. 9. 419 530. Robert Ziegler, Mingolsheim b. Bruchsal Haltevorrichtung für das Hochziehen eiserner Schalplatten 22. IV. 23. Z 13 747.

Kl. 37 e, Gr. 11. 419 733. Oswald Meichsner, Leipzig, Crottendorfer Straße 6. Mittels Kette einstellbare Schließvorrichtung für Betonstampfformen. 17. II. 24. M 83 900.

Kl. 37 e, Gr. 13. 419 531. Kraftbau Patentverwertungsgesellschaft m. b. H., Berlin. Vorrichtung zum Spritzen fertig gemischten Mörtels. 15. XI. 22. K 83 935.

Kl. 37 e, Gr. 13. 419 617. Carl Weber, Berlin-Friedenau, Niedstr. 29 Gerät zum Einpressen von Abdichtungsmassen in Hohlräume durch ein Druckmittel. 5. III. 22. W 61 791.

Kl. 37 f, Gr. 7. 419 681. Michael Liptak, St.-Paul, Minnesota V. St. A.; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68 Mauerwerk für Kesselfeuerungen. 22. IX. 22. L 56 452

Kl. 80 b, Gr. 1. 419 561. Otto Simon, Berlin-Lankwitz, Waldmannstraße 1. Dichtungsmittel für Mörtel und Mörtelbildner und Verfahren zu seiner Herstellung. 2. III. 22. S 59 082

Kl. 80 b, Gr. 3. 319 562. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H. Frankfurt a. M. und Oskar Tetens, Oerlinghausen. Verfahren zur Herstellung von zementartigen Mörtelbildnern; Zus. z. Pat. 407 534. 9. II. 24. R 60 272.

Kl. 84 a, Gr. E. 419 426. Otto Hertl, Wien; Vertr.: Dr. H. Göller Pat.-Anw., Stuttgart. Nadelwehr. 30. I. 24. H 95 906 Österreich 22. III. 23.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Vortragsreihe über die wirtschaftliche Erschließung Transkaukasiens.

Im Dezember d. J. soll eine Vortragsreihe über die wirtschaftliche Erschließung Transkaukasiens unter besonderer Berücksichtigung der wasserwirtschaftlichen Verhältnisse von Georgien, Armenien und Aserbeidschan stattfinden. Sie wird gemeinsam unternommen von der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech), Berlin SW 48, verlängerte Hedemannstraße 8, dem Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure, Berlin SW 61, Belle-Alliance-Platz 17, und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen (Ortsgruppe Brandenburg), Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27.

Das Programm ist folgendes:

1. Vortrag des Herrn Professor Dr.-Ing. Ludin, Technische Hochschule Berlin-Charlottenburg über „Wasserwirtschaftliche Aufgaben Transkaukasiens", veranstaltet im Rahmen der Monatsversammlungen des Berliner Bezirksvereines deutscher Ingenieure am Mittwoch, den 2. Dezember 1925, 8 Uhr abends, in der Technischen Hochschule Charlottenburg, Saal 301.
2. Vortrag des Herrn Oberingenieur Dr.-Ing. Enzweiler von der Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt über „Bau der Wasserkraftanlage Zemo-Awfschaly bei Tiflis" am Mittwoch, den 9. Dezember 1925, 8 Uhr abends, in der Technischen Hochschule Charlottenburg, Saal 301, im Rahmen der monatlichen Vortragsabende der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen (Ortsgruppe Brandenburg).
3. Vortrag des Herrn Professor Dr.-Ing. Ludin über „Grundlagen der Wirtschaft Transkaukasiens" am Mittwoch, den 16. Dezember 1925, 8 Uhr abends, in der Technischen Hochschule Charlottenburg, Saal 301, veranstaltet von der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech).

Eintritt frei, Gäste willkommen.

Unbekannt verzogene Herren

mit der letzten, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen bekannten Anschrift.

Agatz, Arnold, Dr.-Ing., Bremerhaven, Am Gitter 2. — Alewell, Hugo, Dipl.-Ing., Dortmund, Liebigstr. 42, II. — Böhme, Karl, cand. ing., Dresden-Strehlen, Teplitzer Str. 16. — Böhme, Wilhelm, Dipl.-Ing., Gotha, Tiefbauamt, Reinhardsbrunner Str. 10. — Fischer, Ernst, Dipl.-Ing., Hamburg 26, Diagonalstr. 7, hpt. — Kolberg, Fritz, Direktor, Brühl bei Köln, Wilhelmstr. 17, Hubertushaus. — Krauß, Ludwig, Dipl.-Ing., Berlin-Friedenau, Hähnelstraße 14, II l. — Maglakelidze, Michael, cand. ing., Charlottenburg 1, Wernigeroder Str. 31, II. — Neumann, Heinrich, Dr.-Ing. Duisburg, Martinstr. 28, Mühlheimer Str. 85. — Nipkow, Hans, Dipl.-Ing., Allgermissen 61, bei Hildesheim. — Pleschke, Hedwig, cand. ing., Karlsruhe (Baden), Karl-Wilhelm-Str. 30. — Quast, Franz, cand. ing., Karlsruhe (Baden), Friedenstr. 21 IV. — Riedel, Otto, Dipl.-Ing., Stuttgart, Uhlandstr. 15. — Triebfürst, Oskar, Bauingenieur, Biebrich (Rhein), Adolfsplatz 2. — Wehe, Hellmut, Dipl.-Ing., Berlin SW 47, Kreuzbergstr. 42 f pt. — Weiß, Alwin, Dipl.-Ing., Duisburg (Rhein), Schreiberstr. 26. — Wiedecke, Georg, Dipl.-Ing., Berlin-Schmargendorf, Misdroyer Str. 37, p. — Zink, Otto, Dipl.-Ing., Berlin-Friedrichshagen, Seestr. 70, I.

Dehnert, Hans, cand. ing., Braunschweig, Waterloostr. 1. — Emmrich, Kurt, cand. ing., Dresden A., Viktoriastr. 10. — Frankenberg, Hans, Dipl.-Ing., Düsseldorf, Herderstr. 84. — Izzet, Hikmet, cand. ing., Charlottenburg 4, Pestalozzistr. 88 a bei Brate. — Kirn, Wilhelm, Bauingenieur, Königsberg (Pr.), Lobeckstr. 18. —

Wir bitten uns dabei behilflich zu sein, die jetzt gültigen Anschriften vorstehender Herren zu ermitteln.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DEUTSCHER EISENBAU-VERBAND

HAUPTVERSAMMLUNG 1925

DER BAUINGENIEUR

LRA
EISENBAU

LAUCHHAMMER-RHEINMETALL A.G.
BERLIN-NW. 6.

DÜSSELDORF LAUCHHAMMER

GRAFE

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang | 23. Oktober 1925 | Heft 28/29

ZUR JAHRHUNDERTFEIER DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN KARLSRUHE i. B.

Ende Oktober begeht die „Fridericiana", wie die Technische Hochschule in Karlsruhe nach dem Begründer auch genannt wird, die Feier des 100jährigen Bestehens. Sie gilt als die älteste deutsche Technische Hochschule, ähnlich wie Heidelberg die älteste deutsche Universität ist; als älter gelten die Technischen Hochschulen in Prag und Wien. Es gibt andere Hochschulen des Deutschen Reiches, die den Rang als die älteste Technische Hochschule des Reiches beanspruchen. Während aber diese aus untergeordneten Gewerbeschulen ihre Entstehung ableiten, wurde die Fridericiana als die erste „polytechnische" Schule ins Leben gerufen. Wie dem auch immer sei, wir wollen anläßlich der Feier in einem kurzen Rückblick des Entwicklungsganges der Hochschule gedenken, an der einige hervorragende Forscher und Lehrer wirkten, und welcher Technik und Wirtschaft eine Reihe bedeutender Männer verdanken.

Die Technische Hochschule Karlsruhe ging aus drei Anstalten hervor, aus der Bauschule des Oberbaudirektors Weinbrenner, einer Privatgewerbeschule in Freiburg, und der von Oberst Tulla eingerichteten Lehranstalt für Planzeichnen und andere Zweige des Ingenieurwesens.

In den Anfängen diente die polytechnische Schule der Ausbildung für das höhere Gewerbe und für den technischen Staatsdienst. Sie gliederte sich in zwei allgemeine und in zwei akademische Klassen, eine Handels- und Gewerbeklasse mit einer merkantilen und einer technischen Abteilung.

Der höhere Unterricht für Ingenieure wurde von dem Ingenieurdepartement der ehemaligen Direktion des Wasser- und Straßenbaues, und die Architekturschule wurde von dem weit über das Land Baden hinaus bekannten Weinbrenner geleitet. Im Jahre 1832 erfolgte die Vereinigung der beiden höheren Anstalten als Ingenieurschule und als Fachschule für bürgerliche Baukunst, der noch eine Forstschule angegliedert wurde; letztere wurde vor mehreren Jahren wieder abgetrennt und mit der Universität Freiburg vereinigt. Die höhere Gewerbeschule und die Handelsschule wurden von einander getrennt; aus den zwei allgemeinen Klassen wurde eine Vorschule.

Im Jahre 1860 wurde das Eintrittsalter der Vorschule von 13 auf 14 Jahre erhöht; das Eintrittsalter in die polytechnische Schule war 17 Jahre. Im Jahre 1865 wurde erstmalig ein Organisationsstatut geschaffen, das unserem heutigen bereits ziemlich ähnlich war und in dem die polytechnische Schule zu einer Hochschule erklärt und dadurch auf dem Papier den Universitäten gleichgestellt wurde. Offiziell erhielt die „Fridericiana" den Titel „Technische Hochschule" erst im Jahre 1885; allerdings brachte das Jahr 1868 schon die Einrichtung der Privatdozenturen und das Jahr 1873 die Semestereinteilung.

In der ersten Zeit bis gegen Mitte des vorigen Jahrhunderts dauerte der Studiengang 6 Jahre, die Hälfte in den sog. mathematischen Klassen, die zweite Hälfte in der Fachschule. Der Studiengang von 6 Jahren war zur Hauptsache auf den niedrigen Grad der Vorbildung zurückzuführen, weil der eintretende Schüler erst die höhere Bürgerschule oder die heutige Sekunda des Gymnasiums hinter sich hatte. Deshalb wurde auch damals in der polytechnischen Schule noch Elementarmathematik gelehrt.

Im Jahre 1879 wurde der volle Besuch eines Gymnasiums oder Realgymnasiums zur Bedingung für die Zulassung gemacht und die Studienzeit dementsprechend auf 4 Jahre abgekürzt.

Wir ersehen aus diesen Angaben, daß unsere Technische Hochschule im Jahre 1894 eigentlich aus denjenigen Zweigen entstanden ist, die man heute die Bauingenieurschule und die Architekturabteilung nennt.

Es bedarf wohl keiner Erwähnung, daß sich der Unterricht in der Mathematik und in den Naturwissenschaften, wie er heute in der allgemeinen Abteilung gelehrt wird, in den letzten Jahrzehnten kaum geändert hat. Es ist dies erklärlich, wenn man bedenkt, daß diese für den Ingenieur grundlegende Wissenschaft nicht so rasch voranschreitet, und daß ihr sicheres Fundament schon älteren Datums ist.

Die erste Einrichtung des Unterrichts an der Abteilung für Bauingenieurwesen stammt von dem Altmeister des badischen Ingenieurwesens Oberst Tulla, der einen Bildungsgang einrichtete, der von der Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues betrieben war. Dementsprechend war auch nach dem Jahre 1832 der Lehrgang durch die genannte Behörde insofern beeinflußt, als die Beamten der Oberdirektion zugleich den Unterricht in der Bauingenieurschule leiteten. Man hat also während langer Zeit höhere Baubeamte erzogen.

Bis zum Jahre 1852 genügten 10—12 wöchentliche Vortragsstunden. Der Eisenbahnbau war in seinen Anfängen, große Brücken gab es sehr wenig, da die Theorie noch in den Kinderschuhen war. An Wasserversorgungen in den großen Städten dachte man noch kaum.

Der erste Unterricht umfaßte eine allgemeine und angewandte Baukunde des Ingenieurs, an deren Stelle später Wasser- und Straßenbau traten, und wofür zwei Dozenten genügten.

Im Jahre 1860 machte sich zum erstenmal das Bedürfnis geltend, das Gebiet in einzelne Spezialfächer zu zerlegen. Das Jahr 1861 bringt den Eisenbahnbau, das Jahr 1870 den Brücken- und Wasserbau als selbständigen Vortrag. Im Jahre 1874 tritt der Eisenbahnbetrieb, 1884 die Landeskultur, 1886 das städtische Ingengieurwesen als besonderer Vortrag auf, bis die heutige Gliederung sich allmählich der fortschreitenden Entwicklung des Bauingenieurwesens anpaßte.

Von den Lehrern sind zu nennen der Wasserbauer und spätere Minister Honsell, der Städtebauer Baumeister, der auch außerhalb des Landes bekannt war, und der weit über die Grenzen Deutschlands anerkannte Engesser, der durch seine grundlegenden Arbeiten die moderne Statik begründen und ausbauen half.

In der Abteilung für Architektur sind unter den früheren Lehrern der in Baden sehr bekannt gewordene Durm, ferner Schaefer und Ostendorf zu nennen.

Die heutige Abteilung für Maschinenwesen begann mit dem Unterricht der Maschinenkunde. Die Entwicklung zu einer wissenschaftlich arbeitenden Anstalt begann erst, als im Jahre 1841 Redtenbacher die Organisation der Abteilung übernahm und ein Programm auf systematischer Grundlage aufstellte, aus dem der Kurs für Maschinenbau sich entwickelte. Es ist hier nicht der Ort, die Bedeutung Redtenbachers und seines bedeutenden Nachfolgers Graßhof (dessen hundertster Geburtstag im nächsten Jahre gefeiert wird) zu würdigen. Es sind zwei Ingenieure, die Grundlegendes geschaffen haben, und für das gesamte Ingenieurwesen von größter Bedeutung waren. Durch sie wurde der wissenschaftliche Geist in der Maschinenbauschule gefördert und die technische Mechanik auf neue Wege gewiesen.

Von der Maschinenbauabteilung hat sich später die Abteilung für Elektrotechnik abgezweigt, in der die bahnbrechenden Arbeiten eines Hertz entstanden, und an der ein Mann wie Arnold wirkte, dessen Bücher weit über die eigene Hochschule hinaus bekannt wurden.

Die Abteilung für Chemie ist wie die Abteilung für Maschinenwesen aus der früheren höheren Gewerbeschule hervorgegangen und war im Anfang der Ausbildung von technischen Chemikern gewidmet. Im Jahre 1847 wurde eine chemisch-technische Abteilung gegründet, die den Grundstock zu der Abteilung für Chemie bildete zu einer Zeit, als die Entwicklung der chemischen Wissenschaften einsetzte.

Die Einrichtung eines chemischen Laboratoriums im Jahre 1851 ist ein weiterer Schritt der Entwicklung dieser Abteilung zu einer wissenschaftlich arbeitenden Abteilung. Unter den bedeutenden Forschern und Lehrern, die in dieser Abteilung wirkten, sind Engler, Bunte und Haber zu nennen; Männer, die niemals die Beziehungen zur Technik vergaßen.

Die Trennung nach Fachschulen war scharf durchgeführt, und wir lesen in der Geschichte der Technischen Hochschule Karlsruhe, die als Festgabe zum 40jährigen Regierungsjubiläum des Großherzogs Friedrich herausgegeben wurde, daß die Fülle des Stoffes zur frühzeitigen Wahl eines bestimmten Einzelgebietes nötigte. Es wurde auch hervorgehoben, daß dieses Verfahren Zeit und Kraft der Studierenden zum Vorteil der Gründlichkeit gespart hat. Dieses vorbildliche Verfahren sehen wir gerade in den letzten Jahren wiederkehren, als die Karlsruher Technische Hochschule eine modernere Ausgestaltung der Studien- und Prüfungsordnung durchführte.

Es ist manchmal der Vorwurf erhoben worden, daß die neueren Reformbestrebungen auf eine Züchtung von Spezialisten hinauslaufen. Der Grundgedanke der notwendig gewordenen Neuerungen war, daß den Studierenden Zeit und Kraft gespart werden mußte bei der ungeheuren Fülle des Stoffes, der entsprechend dem Fortschritt der Technik immer umfangreicher wurde. Es sollte dem Studierenden die Möglichkeit gegeben werden, sich in einzelne Fächer zu vertiefen und dadurch an Gründlichkeit zu gewinnen, ohne die grundlegende allgemeine fachliche Ausbildung zu vernachlässigen.

Unsere Beziehungen zur Praxis müssen fortentwickelt und entsprechend abgegrenzt werden. Kein Zweig der technischen Wissenschaften kann ohne stete Fühlungnahme mit der Praxis vorwärtsschreiten, wie diese andererseits nicht ohne Befruchtung durch wissenschaftliche Forschung dauernd erfolgreich sein kann. Dazu gehört verständnisvolles Zusammenarbeiten in voller geistiger Unabhängigkeit.

Unsere Hundertjahrfeier zeigt, daß die Tradition der technischen Wissenschaften noch sehr jung ist. Fragen wir uns, nach welcher Richtung sich das Studium an den Technischen Hochschulen entwickeln soll, so möge auf die vorstehenden Grundsätze hingewiesen werden. In diesem Sinne muß auch die bekannte Forderung nach dem Ausbau von Seminarien, Forschungsinstituten, Laboratorien nachdrücklichst wiederholt werden, damit neben dem Unterricht auch für die Forschung ein breiter Raum bleibt.

Mögen diejenigen, die an Technischen Hochschulen wirken, sich der großen Verantwortung bewußt sein, die ihnen in unserer bewegten Zeit auch im Rahmen der allgemeinen Menschenerziehung zugewiesen ist. Unsere Aufgaben sind nicht nur größer, sie sind auch dankbarer und umfassender geworden.

Wir können mit Genugtuung feststellen, daß die Technische Hochschule Karlsruhe bedeutende Männer zu ihren Lehrkräften zählte, die nicht nur als Lehrer, sondern auch als Forscher Hervorragendes geleistet haben.

Für uns genügt es nicht, auf den Lorbeeren unserer Vorgänger auszuruhen, umsomehr als die Wege der Technischen Hochschulen heute andere sind, als sie es noch vor 30 und 40 Jahren waren. Die stark entwickelte Technik erfordert nicht nur eine weit gründlichere Ausbildung in einzelnen Zweigen, die man vorher nicht gekannt hat, sie verlangt auch heute, wo die Technik ihren Wert als Kulturfaktor erst nachzuweisen haben wird, eine Vertiefung der allgemeinen Bildung neben dem Fachstudium.

Wenn die Entwicklung der Technischen Hochschule den Weg nehmen soll, wie sie ihn im Interesse der Allgemeinheit nehmen muß, so gilt für uns mehr denn je der Leitspruch „Mehr sein als scheinen". Möge diese Jahrhundertfeier einen Merkstein für die weitere Entwicklung bilden.

In diesem Geiste müssen wir und alle anderen Technischen Hochschulen bestrebt sein, unseren Weg fortzusetzen.

Anläßlich der Jahrhundertfeier hält der Deutsche Eisenbau-Verband seine diesjährige Hauptversammlung zwischen 26. und 28. Oktober in Karlsruhe ab.

Es ist ein schöner Brauch dieses Verbandes geworden, die Hauptversammlungen in Städten abzuhalten, die Technische Hochschulen beherbergen. Der Verband zeigt dadurch, daß er auf ein Zusammenarbeiten von Wissenschaft und Praxis, durch das allein Fortschritte zu erzielen sind, großen Wert legt. Die Vertreter der Bauingenieurabteilungen, die sich für die Erziehung des Ingenieurnachwuchses verantwortlich fühlen, wissen den Wert dieser Gemeinschaftsarbeit sehr wohl zu schätzen. Dies kommt in dem regen Besuch der Tagungen durch Hochschulvertreter aus dem Reiche und aus dem Auslande zum Ausdruck.

In diesem Jahre fällt die Tagung mit der Karlsruher Feier zusammen, und es ist zu erwarten, daß aus diesem Anlaß eine noch größere Teilnahme und das gleiche Interesse wie in den früheren Jahren die Verhandlungen fördern werden.

In diesem Sinne sei namens der Hochschule und der Schriftleitung dieser Zeitschrift dem Eisenbauverband ein herzliches Willkommen in Karlsruhe zugerufen und der Hauptversammlung der beste Erfolg gewünscht.

E. Probst, Karlsruhe.

BERICHT DES DEUTSCHEN EISENBAU-VERBANDES ÜBER DAS GESCHÄFTSJAHR 1924/25.

Die Hoffnungen, die man im Juli 1924 auf die wirtschaftliche Entwicklung glaubte setzen zu können, sind abermals trügerisch gewesen.

Nach der Inflationskrisis breitete sich die Deflations- und Stabilisierungskrisis in immer stärkerem Maße aus; jetzt erst traten alle Schäden in erschreckender Deutlichkeit zutage, die das Versailler Diktat, der Ruhrkampf, die Micum-Belastungen und die regierungsseitig so lange gestützte Höchstpreis-, Reparations- und Inflationspolitik gebracht hatten. Fast gewaltsam durchbrachen die Rückwirkungen dieser Zeiten das schwache Gebilde der auf schwankendem Boden wiedererstehenden Wirtschaft. Schon der Frühsommer 1924 ließ deutlich erkennen, wie die erwachte Unternehmungslust in Handel und Industrie abflaute. Auch spätere Ereignisse, wie die Annahme des Dawesplanes und damit die Wiederanschließung des Ruhrgebietes an die deutsche Wirtschaft, brachten keine durchgreifende Besserung. Insbesondere ergab sich keine Erleichterung des außenpolitischen Druckes; der Abbau der Regiebahnen, die Abwicklung der Micum-Organisation und der Ruhrschädenvergütungen vollzogen sich nur schleppend und mit immer neuen Enttäuschungen für die Beteiligten. Nach wie vor lastete fremdländische Besatzung auf dem Herzen der deutschen Wirtschaft, und mit ohnmächtiger Bitterkeit mußten wir sehen, wie durch „heilige" Verträge verbrieftes Recht unter fadenscheiniger Begründung neu gebeugt wurde. Und wie im Westen, so im Osten ist Deutschland auch heute noch, sechs Jahre nach dem

Friedensschluß, rings umstellt von seinen alten, nur auf seine Schädigung bedachten Gegnern.

Das war kein Boden, auf dem eine todwunde Wirtschaft zu neuem Leben kommen konnte. Die inner- und wirtschaftspolitischen Verhältnisse taten hierzu das ihrige. Der so bitter notwendige Friede zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer trat nicht ein. Verhetzung trübte den Blick weiter Kreise des deutschen Volkes. Bald schwand wieder die Einsicht von der Notwendigkeit vermehrter Arbeit, wie sie im Spätherbst 1923 durch Rückkehr zur Vorkriegsarbeitszeit in vielen Industriezweigen zum Ausdruck gekommen war. Mit dem Schlagwort der notwendigen Ratifikation des Washingtoner Abkommens wurden die Massen wieder eingefangen. Überall entstanden neue Kämpfe um höhere Löhne, wobei man vergaß, daß eine Besserung der Lebenshaltung erarbeitet werden muß und nur zu erzielen ist, wenn der einzelne und die Gesamtheit nicht mehr ausgeben, als sie an wirtschaftlichen Werten schaffen.

Zu diesen unerquicklichen Zuständen traten immer schärfer werdende Kapital- und Kreditnöte, die selbst vor scheinbar für die Ewigkeit feststehenden Bildungen nicht Halt machten. Die Steuerschraube mahlte zermürbend weiter in den schwindenden Substanzwerten; auf der Grundlage des Umsatzes — gleichgültig, ob mit Gewinn oder Verlust — wurden Steuern in unerhörter Höhe eingezogen.

So reiht sich ein trübes Bild an das andere, und nur mit ernstester Sorge wird man der weiteren Entwicklung der wirtschaftlichen Verhältnisse entgegensehen können, zumal sich schon jetzt — von vielen vorausgesehen — der Dawesplan nicht als der Rettungsweg erweist, als der er hingestellt wurde, um uns aus inner- und außenpolitischer Not herauszuführen.

Bei dieser allgemeinen Wirtschaftslage konnte das abgelaufene Geschäftsjahr für die Eisenbauindustrie nur ein seinen Vorgängern sich anschließendes gleich schlechtes, vielleicht noch ungünstigeres, werden. Zwar hat sich rein zahlenmäßig die Gesamtproduktion gegenüber dem Vorjahr gehoben. Zu beachten hierbei ist aber, daß im Geschäftsjahr 1923/24 fast die gesamte rheinisch-westfälische Eisenbauindustrie infolge der Ruhrbesetzung und des Ruhrkampfes lange Zeit stillgelegen hat und für diesen Zeitraum mit ihrer Produktion ausfiel. Berücksichtigt man dies, so kann von einer echten Zunahme der Produktion keine Rede sein. Erschreckend stehen daneben die finanziellen Ergebnisse, die ein weiteres Absinken der Preise bis tief unter die Selbstkosten deutlich erkennen lassen. Mag ein solches Mißverhältnis eine Zeitlang im Interesse der Aufrechterhaltung der Betriebe und der Beschäftigung der Arbeiter und Angestellten in Kauf genommen werden, so wird sich doch niemand der Einsicht verschließen dürfen, daß ein weiteres Leben aus der Substanz zum völligen Ruin führen muß. Nicht nur die industriellen Werke, auch die Auftraggeber der Eisenbauindustrie, öffentliche wie private Besteller, die ein lebhaftes Interesse am Fortbestand einer wirtschaftlich und technisch leistungsfähigen Eisenbauindustrie haben, sollten die Augen vor dieser Gefahr nicht verschließen.

An der Gesamtproduktion nahm die Ausfuhr nur in einem ähnlich geringen Umfange, wie im Vorjahr, teil. Mit ausschlaggebend hierfür ist das oben über das zeitweise Stilliegen der rheinisch-westfälischen Industrie Gesagte. Im übrigen sind die Gründe, die eine Ausfuhr so gut wie unmöglich machen, bekannt. In bewußter Ablehnung der im Dawesplan enthaltenen Grundlagen blieben die fremdländischen Absatzmärkte für deutsche Erzeugnisse verschlossen und nur in Ausnahmefällen gelang es, die Schranken zu durchbrechen.

Sorge um Arbeit — vielfach im Sinne des Wortes „zu jedem Preise" — neben der Sorge um die Beschaffung von Betriebsmitteln drückten dem Geschäftsbetrieb unserer Werke so ihren Stempel auf. Es ist verständlich, daß diese Verhältnisse, die für manche Werke einen Kampf um Sein oder Nichtsein bedeuteten, Zustände schufen, die weder den Interessen der Einzelwerke, noch denen der Gesamtindustrie dienlich sein konnten. Bei einer Zukunft, die drohender vor uns steht als die Gegenwart, wird es der Anspannung aller Kräfte bedürfen, unserer Industrie ihre Bedeutung zu erhalten.

Die Rohstoffeindeckung wies nach Menge und Preis gegenüber den Vorjahren eine Erleichterung auf. Bei dem geringen Bedarf standen genügende Eisenmengen zur Verfügung. Der Stabeisenpreis (Werkspreis, Frachtbasis Oberhausen) senkte sich nach einem Höchststand von 155 RM./t im April 1924 auf 120 RM./t im Juli 1924, um unter geringen Schwankungen im Oktober 1924 auf einen Stand von 110 RM./t heruntergehen. Bereits im Dezember 1924 zog er auf 130 RM./t wieder an, um sich in den Monaten Januar bis Juni 1925 bei einer Grenze von 130 RM. bis 135 RM./t zu bewegen.

Es ist zu hoffen, daß der Zustand der Preisschwankungen nunmehr ein Ende erreicht hat, damit die Kalkulation wenigstens in diesem einen Faktor auf sicherer Grundlage ruht.

Von besonderer Bedeutung war die Preisbildung für Walzeisen in Süddeutschland. Die Entwicklung hat gezeigt, daß die Befürchtungen, die hier gehegt wurden, unberechtigt waren, und daß die Zusagen für eine nach Mengen und Preisen ausreichende Versorgung Süddeutschlands, teils durch Aufrechterhaltung seiner Beziehungen zum Saargebiet, teils durch tarifarische Begünstigung der Belieferung aus Rheinland-Westfalen gehalten sind.

Eingehend ließ es sich der Verband angelegen sein, die auf allgemein wirtschaftlichem Gebiet liegenden Hemmungen für eine Senkung der Produktionskosten zu lindern und die Hebung der Wettbewerbsfähigkeit zu fördern, wobei wir in enger Fühlung mit dem Reichsverband der deutschen Industrie blieben.

Der Erfolg der Bemühungen um eine Beschneidung der Auswüchse im Steuer- und Kreditwesen ist allerdings noch nicht groß; wir werden auf diesem Wege fortfahren, wie wir auch auf eine weitere Senkung der normalen Eisenbahngütertarife und die Einführung weiterer Ausnahmetarife hinarbeiten. Trotz der Ermäßigung der allgemeinen Tarifsätze im September 1924 um 10 % — insgesamt waren es im Jahre 1924 28 % — liegen die Tarife rein rechnerisch im Durchschnitt noch um 50 % über den Vorkriegssätzen. Legt man die für die Erzeugnisse unserer Industrie hauptsächlich in Betracht kommende Wagenladungsklasse C zugrunde, so ergibt sich sogar ein Satz von rd. 65 %. Der Seehafenausnahmetarif Nr. 35 ist in seinen Tarifsätzen endlich der Ermäßigung der normalen Sätze angepaßt und hat kürzlich eine, namentlich für die Eisenbauwerke in den Küstenstädten, bedeutsame Erweiterung durch die Berücksichtigung auch der indirekten Ausfuhr erfahren. Von Bedeutung für die Ausfuhr, vornehmlich nach dem Balkan, ist die Wiedereinführung des Donauumschagtarifs für Eisen- und Stahlwaren. Die Vorarbeiten zur Schaffung eines Ausnahmetarifs zur Ausfuhr über die trockene Grenze schreiten langsam vorwärts, und es ist zu hoffen, daß der Befürwortung dieses Tarifes durch die ständige Tarifkommission bald die Einführung selbst folgen wird. Unsere langjährigen Bemühungen, eine der Tariflage für gebrauchte Baugeräte einschl. Baumaschinen angepaßte Herabsetzung der Tarife — und zwar geschlossen nach Tarifklasse E — durchzusetzen, ist in letzter Stunde an dem Einspruch der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahngesellschaft, trotz Befürwortung durch die ständige Tarifkommission, gescheitert. Mit besonderer Sorgfalt achten wir bei dem Bestreben anderer Industriezweige, eine niedrigere Tarifierung ihrer Erzeugnisse durchzusetzen, darauf, daß hierdurch, namentlich soweit unsere Konkurrenzbauweisen in Frage kommen, nicht unerwünschte Verschiebungen zu Ungunsten unserer Erzeugnisse eintreten. In der Frage der Privatanschlußgleis-Bedingungen und Gebühren, Wagenstandsgelder, Platzmieten und Frachtstundungsgebühren arbeiten wir mit und hatten wiederholt Gelegenheit, die Wünsche und Forderungen von Verbandswerken zu vertreten.

Der 10. Januar 1925, der Deutschland die handelspolitische Freiheit zurückgab, stellte uns vor die Aufgabe mitzuwirken an

der Schaffung des neuen deutschen Zolltarifs und der Wiederherstellung unserer alten Handelsbeziehungen.

An hervorragendster Stelle stand dabei die Frage der Höhe des Eisenzolles, insbesondere für Stabeisen und die auf gleicher Stufe stehenden Materialien, für die von den Eisenerzeugern eine beträchtliche Erhöhung, von den Verbrauchern eine wesentliche Ermäßigung gefordert wurde. Die Kämpfe sind mit der Beibehaltung des bisherigen Zollsatzes, von einigen Ausnahmen, z. B. für Feinbleche, abgesehen, zunächst zum Abschluß gekommen. Der Zollsatz für Eisenbauteile ist von 60 RM. auf 80 RM./t erhöht, womit für die Abwehr einer heranwachsenden ausländischen Konkurrenz genügend vorgesorgt sein dürfte.

Bei den Handelsvertragsverhandlungen kam denen mit Frankreich die größte Bedeutung zu, zumal die Fragen der Regelung der lothringisch-luxemburgischen Einfuhrkontingente und der Zollverhältnisse des Saargebietes noch von besonderer Bedeutung, namentlich für den süddeutschen Markt, waren. Trotz monatelanger Verhandlungen, an denen wir durch besondere nach Paris entsandte Sachverständige beteiligt waren, ist es noch nicht gelungen, zu einer Verständigung zu kommen. Das gleiche Schicksal ist den Verhandlungen mit anderen Ländern beschieden gewesen, wie Italien, wo wir ebenfalls unsere Interessen durch einen Sachverständigen aus unseren Kreisen in Rom vertreten ließen, mit Polen, Spanien und anderen Ländern.

Eine wichtige Maßnahme für die Hebung der deutschen Ausfuhr ist in der kürzlich nach langwierigsten Verhandlungen erzielten Vereinbarung mit der Eisen schaffenden Industrie zu erblicken, wonach die Möglichkeit gegeben ist, für Ausfuhraufträge die benötigten Walzeisensorten zu Weltmarktpreisen zu beziehen. Hiernach können unsere Mitglieder entweder die für bestimmte größere Ausfuhrgeschäfte benötigten Walzeisen im voraus zu Weltmarktpreisen kaufen oder für bereits getätigte Geschäfte nachträglich diese Preise angerechnet bekommen. Die in Frage kommenden Preise werden für jeden Monat im voraus durch einen besonderen Ausschuß, in dem wir vertreten sind, festgesetzt.

Gegenüber den Vorjahren beanspruchten die Wiederaufbaulieferungen und die damit im Zusammenhang stehenden Fragen den Verband weniger. Die Verhältnisse brachten es mit sich, daß die Firmen bestrebt waren, die durch die Verordnung vom Oktober 1923 notleidend gewordenen alten Verträge durch unmittelbare Verständigung mit den zuständigen Stellen ihrer Abwicklung entgegenzuführen. Immerhin konnten wir mehrfach auf Grund der bei uns vorliegenden Erfahrungen Mitgliedsfirmen hierbei erfolgreich beraten. Für neu zu erteilende Reparationsaufträge sind inzwischen auf Grund des Daweslanes eingehende Bestimmungen erlassen worden, nach denen diese Geschäfte als normale Auslandsgeschäfte zu betrachten sind. Wie diese, kommen sie ohne die Mitwirkung irgendwelcher behördlichen Stellen zustande. Erst vom Augenblick der Bezahlung an tritt eine besondere Behandlung ein. Wir unterrichteten unsere Mitglieder über die jeweils ergangenen Bestimmungen. Auch an dieser Stelle möchten wir nochmals darauf hinweisen, daß mit Rücksicht auf den für die Bezahlung der Lieferungen gewählten Weg ganz besondere Vorsicht bei der Übernahme von Reparationslieferungen am Platze ist. Allgemein wird die Frage von Wiederaufbaulieferungen für den Eisenbau — namentlich soweit Frankreich in Frage kommt — nach wie vor bei weitem nicht die Bedeutung wie für andere Industrien haben.

In besonders auffälliger Weise rückte das industrielle Ausstellungs- und Messewesen in den Vordergrund des Interesses. Der Verband hat stets auf dem Standpunkt gestanden, daß hier äußerste Zurückhaltung am Platze ist, und wird sich auch in Zukunft dafür einsetzen. Bei der nun einmal genommenen Entwicklung kann die Industrie auf dieses Werbemittel nicht verzichten, es muß aber auf sorgfältigste Auswahl beschränkt bleiben. Unbeschadet hiervon ist es erforderlich, daß der Eisenbau durch Fühlunghalten mit der Fachwelt und der breiteren Öffentlichkeit auf dem Gebiet der Propaganda und der Publikation sich den Platz erhält, der ihm als Vertreter der ältesten und volkswirtschaftlich bedeutsamsten Bauweise zukommt. Die Mitglieder schenken vielfach diesem Gesichtspunkt nicht immer die notwendige Beachtung, und wir können nur die dringende Bitte aussprechen, den Verband bei seinen Bestrebungen nach dieser Richtung hin mehr als bisher zu unterstützen.

Die Verbandszeitschrift „Der Bauingenieur" konnte wieder eine Reihe interessanter Abhandlungen über das gesamte Gebiet des Eisenbaues bringen. Infolge weiterer Vergrößerung des Umfanges der Zeitschrift war es möglich, die eingehenden Aufsätze in kürzester Frist zu veröffentlichen. — Der Eingang von Aufsätzen aus den Kreisen der Verbandswerke war in der zweiten Hälfte des Berichtsjahres sehr gering geworden. Erfreulicherweise ist neuerdings wieder eine lebhaftere Beteiligung unserer Industrie eingetreten, und es ist dringend erwünscht, auch künftig über reichliches Material aus dem Gebiet des Eisenbaues verfügen zu können.

Der Ausschuß für Versuche im Eisenbau hat den Verlust des im April d. J. verstorbenen langjährigen Mitgliedes Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Müller-Breslau zu beklagen. Von den im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem und in der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart im Berichtsjahr durchgeführten Arbeiten sind besonders die Versuche mit Druckstäben aus hochwertigem Baustahl St. 48 zu erwähnen. Über die Ergebnisse dieser Versuche wird an anderer Stelle ausführlich berichtet.

In ständiger Zusammenarbeit mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hat unsere Kommission für Brückenbauvorschriften an der Verbesserung und dem Ausbau der technischen und Liefer-Vorschriften der Deutschen Reichsbahn mitgewirkt.

Zunächst wurden im Dezember 1924 die im Jahre 1922 erschienenen „Vorläufigen Vorschriften für Eisenbauwerke" (Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken) neu durchberaten und mit neueren Erkenntnissen und Erfahrungen in Einklang gebracht. Eine neue Ausgabe dieser „Vorschriften für Eisenbauwerke" ist im Februar 1925 erschienen und durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft eingeführt worden. — Daran anschließend wurden die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft entworfenen Konstruktionsgrundsätze in einer weiteren gemeinsamen Beratung im Mai d. J. in endgültiger Form aufgestellt. — Bei diesen Beratungen gelang es auch, verschiedene Härten der Abnahme- und Fertigungsvorschriften zu beseitigen.

Die Verwendung von hochwertigem Baustahl St. 48 zu Eisenbauwerken war Gegenstand eingehender Verhandlungen mit den zuständigen Herren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und der Stahlwerksindustrie.

In einer Anfang November 1924 stattgefundenen Sitzung wurden die Gütevorschriften für diesen Baustoff neu vereinbart. Spätere Verhandlungen, die eine Abgrenzung des Verwendungsgebietes für diesen Baustoff zum Ziel hatten und an denen sich auch der Ausschuß des D.E.V. beteiligte, führten vorläufig zu keinem Ergebnis. Inzwischen hat aber die Verwendung des St. 48 große Fortschritte gemacht, und es wird die Aufgabe neuer Verhandlungen sein, auf diesem Gebiete für die Eisenbauindustrie erträgliche Zustände zu schaffen.

Im Normenausschuß der deutschen Industrie beschränkte sich unsere Mitarbeit auf Beratungen über Werkstoffe, Walzwerksprofile und Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken.

Der Abschluß der Beratungen über einheitliche technische Baupolizeivorschriften durch den Normenausschuß der Deutschen Industrie hat inzwischen zu neuen vom Preußischen Ministerium für Volkswohlfahrt erlassenen Preußischen Hochbaubestimmungen für Eisen geführt, in welchen auch bereits Vorschriften über die Verwendung von hochwertigem Baustahl St. 48 enthalten sind.

Wenn diese seit Februar 1925 gültigen Vorschriften den wirtschaftlichen und technischen Belangen der Eisenbauindustrie auch nicht in vollem Umfange gerecht werden, so

verkörpern sie doch auch Fortschritte, welche besonders dem Trägerbau zugute kommen.

Im Einvernehmen mit dem zuständigen Referenten des Preußischen Wohlfahrtsministeriums werden wir uns bemühen, eine Verbesserung dieser neuen Hochbaubestimmungen — namentlich in der Frage der Bemessung gegliederter Druckstäbe und hinsichtlich der Kennzeichnung von hochwertigem Baustahl St. 48 — zu erreichen. Späterhin wäre dann die Einführung dieser Vorschriften auch in den anderen deutschen Bundesstaaten anzustreben.

Die Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung befaßte sich in drei Sitzungen mit der Frage der Verwendung von Sandstrahlgebläsen, Zeitstudien und Zeitakkord im Eisenbau.

Im Berichtsjahr sind weitere Preßluftkupplungen im Betriebe erprobt worden, jedoch hat sich gezeigt, daß die alte Bajonettverschlußkupplung bislang durch eine neue Konstruktion nicht übertroffen wird. — Zu Ende des Berichtsjahres sind außerdem die Untersuchungen an elektrischen Nieterhitzern neuerdings aufgenommen worden.

Einen besonders breiten Raum in der Tätigkeit der Kommission nahmen die mit Unterstützung durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft durchgeführten Bearbeitungsversuche mit hochwertigem Baustahl St. 48 ein. Die Versuche wurden in den Betrieben von sechs Verbandsfirmen durchgeführt und die Ergebnisse in zwei Sondersitzungen ausgewertet. Über diese Versuche hat der Obmann der Kommission im „Bauingenieur" einen ausführlichen Bericht veröffentlicht.

Es ist beabsichtigt, für das Frühjahr 1926 wiederum eine Tagung der Betriebsingenieure zu veranstalten, auf der die Arbeiten der Kommission durch Vorträge den interessierten Kreisen bekanntgegeben werden.

EIN JAHR HOCHWERTIGER BAUSTAHL St. 48*).

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Kommerell im Eisenbahnzentralamt in Berlin.

Nachdem nunmehr über ein Jahr dahingegangen ist, seit die ersten Brücken aus hochwertigem Baustahl St. 48 ausgeführt wurden, geziemt es sich, einen Rückblick zu werfen und an Hand des dem Eisenbahnzentralamt vorgelegten statistischen Materials zu prüfen, ob der hochwertige Baustahl die Erwartungen, die die Reichsbahn in ihn setzte, erfüllt hat. In der Besprechung bei der Gutehoffnungshütte in Oberhausen am 5. November 1924, bei der die wesentlichen Gesichtspunkte für die zurzeit geltenden Vorschriften vereinbart wurden, hat man in Aussicht genommen, nach Jahresfrist wieder zusammenzukommen, um die Erfahrungen, die mit dem hochwertigen Baustahl gemacht wurden, zu erörtern und gegebenenfalls über notwendige Abänderungen und Ergänzungen der Vorschriften erneut zu beraten. Um diese neue Tagung genügend vorzubereiten, soll daher im folgenden das statistische Material der Öffentlichkeit bekanntgegeben werden, gleichzeitig werden Vorschläge gemacht, die für die Weiterentwicklung des hochwertigen Baustahls notwendig und zweckmäßig sein dürften. Dabei sei bemerkt, daß keine Forderungen gestellt sind, die nicht nach unserer Überzeugung glatt erfüllt werden könnten. Es wäre aber andererseits nicht verständlich, wenn die deutsche Stahlindustrie ihr Erzeugnis schlechter machen würde, als es in Wirklichkeit ist, nur mit Rücksicht auf einige wenige kleine Werke, die nicht in der Lage sind, diesen Stahl einwandfrei herzustellen. Der Wettbewerb mit dem Ausland erfordert beste Qualitätsarbeit, die die deutsche Industrie zu liefern imstande ist.

I. Festigkeitseigenschaften des St. 48.

In den Tabellen 1—10 und den dazugehörenden Schaubildern ist das Ergebnis von etwa 1500 Versuchen niedergelegt. Die Proben sind von den Abnahmebeamten des Eisenbahnzentralamts dem zur Abnahme gestellten St. 48 entnommen und geben ein Bild[1]), wie der Werkstoff gewöhnlich anfällt.

Tabelle 1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Gegenstand	Herstellungsverfahren	Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Zugfestigkeit bei Längsproben von kg/mm²														Gesamtzahl der abgenommenen Proben
		<48	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	>58	—	
		Stückzahl														
I und ⊏ Eisen	T	(4)	4	5	5	6	10	6	6	6	4	1	2	—	—	55
	M	—	2	2	10	6	4	6	4	9	5	5	1	—	—	54
L, ▨ und Breiteisen	T	(17)	17	9	24	12	24	7	16	13	6	5	2	—		135
	M	(4)	7	10	36	75	114	174	189	168	136	135	27	(4)		1071
Bleche	T	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—		1
	M	—	—	—	9	13	27	31	26	22	19	11	9	(2)		167
Im ganzen Stück		(25)	30	26	84	112	179	224	241	219	170	157	41	(6)		1483
also in %			2,0	1,7	5,6	7,5	12,1	15,0	16,2	14,8	11,5	10,6	2,8			

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
○ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

Abb. 1.

Die Proben für I, ⊏, L, ▨ und Breiteisen sowie für Bleche sind in den Tabellen je getrennt aufgeführt, auch ist darin getrennt angegeben, ob es sich um Thomasstahl (T) oder Siemens-Martinstahl (M) handelt. In den Zusammenfassungen und in den Schaubildern ist dieser Unterschied nicht hervorgehoben. Quer-

*) Dieser Aufsatz erscheint als Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin W 9. Preis 1,20 M.

[1]) Wenn in den Tabellen die Summe aus den abgenommenen und den nicht den Bedingungen entsprechenden Proben nicht immer ganz genau zusammenstimmt, so rührt dies daher, daß bei den dem Eisenbahnzentralamt vorgelegten Abschriften der Abnahmeniederschriften ab und zu Lücken in den Aufzeichnungen sind; da es sich nur um ganz wenige Zahlen handelt, so können diese Lücken das Zahlenergebnis nicht beeinflussen. Die Einschnürung wurde leider nicht bei allen Proben festgestellt. Die Abnahmeniederschriften werden vierteljährlich vorgelegt, die Statistik geht daher zunächst nur bis zum 1. Juli 1925.

Tabelle 2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Gegenstand	Herstellungsverfahren	Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Zugfestigkeit bei Querproben von kg/mm²														Gesamtzahl der abgenommenen Proben
		<48	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	>58		
		Stückzahl														
I und ⊏ Eisen	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—
	M	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—
L ▨ und Breiteisen	T				Breiteisen											
	M	—	—	—	8	18	21	23	42	47	40	27	8	(2)		234
Bleche	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—		1
	M	—	—	—	5	14	26	35	21	23	16	15	7	(2)		162
Im ganzen Stück					13	32	47	58	63	70	57	42	15	(4)		397
also in %					3,3	8,0	11,9	14,6	15,9	17,6	14,4	10,6	3,8			

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
◯ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

Zahl der Proben in %

Bruchspannung bei Querproben

Abb. 2.

Tabelle 3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Gegenstand	Herstellungsverfahren	Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Dehnung δ_{10} bei Längsproben in %														Gesamtzahl der abgenommenen Proben
		<18	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
		Stückzahl														
I und ⊏ Eisen	T	—	—	1	1	7	7	6	11	12	8	4	1	1	—	59
	M	—	—	2	6	10	14	8	8	1	1	1	—	—	—	51
L, ▨ und Breiteisen	T	—	—	4	7	13	16	23	30	21	21	11	5	1	—	152
	M	—	13	30	106	147	225	210	154	90	63	31	5	3	1	1078
Bleche	T	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	1
	M	—	4	5	17	23	37	31	19	16	7	6	—	—	—	165
Im ganzen Stück		—	17	42	137	200	300	278	222	140	100	53	11	5	1	1506
also in %		—	1,1	2,8	9,1	13,3	19,9	18,5	14,7	9,3	6,6	3,5	0,7	0,3	0,1	

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.

Zahl der Proben in %

Dehnung δ_{10} bei Längsproben

Abb. 3.

Tabelle 4.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Gegenstand	Herstellungsverfahren	Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Dehnung δ_{10} bei Querproben in %														Gesamtzahl der abgenommenen Proben
		<18	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29		
		Stückzahl														
I und ⊏ Eisen	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	M	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
L, ▨ und Breiteisen	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		Breiteisen														
	M	(23)	41	63	49	33	12	11	1	1	1	—	—	—		212
Bleche	T	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—		1
	M	(1)	4	17	30	30	26	20	15	13	6	—	2	—		163
Im ganzen Stück		(24)	45	80	79	64	38	31	16	14	7	—	2	—		376
also in %		—	12,0	21,2	21,0	17,0	10,1	8,2	4,2	3,7	1,9	—	0,5	—		

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
◯ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

Zahl der Proben in %

Dehnung δ_{10} bei Querproben

Abb. 4.

proben wurden nur bei solchen Teilen verlangt, die quer zur Walzrichtung beansprucht werden, wie z. B. Knotenbleche bei Fachwerkträgern, und es sei hier vorweg bemerkt, daß, wie aus den Tabellen für die Querproben (z. B. Tabelle 2) hervorgeht, mit einer Ausnahme für Breiteisen und Bleche nur Siemens-Martin-Stahl geliefert wurde, obwohl dies nicht ausdrücklich vorgeschrieben wurde.

Zugfestigkeit bei Längsproben. Im ganzen waren 1483 Proben den Bedingungen entsprechend. 25 Proben — meist aus Winkel- und Flacheisen herrührend — erreichten die vorgeschriebene Zugfestigkeit von 48 kg/mm² nicht, während bei 6 Proben die Zugfestigkeit größer als 58 kg/mm² war. Die mittlere Zugfestigkeit lag zwischen 53 und 54 kg/mm². 46 % der Proben hatten eine Zugfestigkeit zwischen 53 und 55 kg/mm². Nur 3,7 % der Proben hatten eine Zugfestigkeit unter 50 kg/mm². Die gestellten Bedingungen wurden also glatt erfüllt, und man könnte bei den Längsproben die Mindestfestigkeit auf 50 kg/mm² festsetzen, so daß wie bei den Stählen der DIN 1612 die Spanne zwischen Höchstfestigkeit und Mindestfestigkeit 8 kg/mm² betrüge.

Zugfestigkeit bei Querproben. Wie schon erwähnt, bestehen 396 Proben aus Siemens-Martin-Stahl, während nur eine Probe aus Thomasstahl geliefert wurde. Bei den Querproben lag die Festigkeit durchweg zwischen 50 [2]) und 58 kg/mm². Vier Proben hatten eine höhere Festigkeit als 58 kg/mm². 62,5 % der Probe hatten eine Zugfestigkeit zwischen 53 und 56 kg/mm². Die größte Zahl der Proben lag mit ihrer Zugfestigkeit in der Nähe von 55 kg/mm².

Dehnung bei Längsproben. Von den 1506 Proben haben alle der Bedingung $= \delta_{10} \geq 18$ % genügt. 66,4 % der Proben liegen zwischen 21 und 24 %. Nur 3,9 % liegen unter 20 % und 20,5 % der Proben haben eine Dehnung von 25 bis 30 %.

Dehnung bei Querproben. Von den 212 Breiteisen, die ausnahmslos aus Siemens-Martin-Stahl bestehen, waren 23 Proben ungenügend. Es kamen Dehnungen vor:

1 Stück von nur 8 %
1 ,, ,, ,, 10 ,,
3 ,, ,, ,, 11 ,,
1 ,, ,, ,, 12 ,,
1 ,, ,, ,, 13 ,,
1 ,, ,, ,, 14 ,,
4 ,, ,, ,, 15 ,,
6 ,, ,, ,, 16 ,,
5 ,, ,, ,, 17 ,,

während bei 164 Blechen nur ein Blech mit 17 % Dehnung nicht ganz genügte. 1 Blech mit 21 % Dehnung bestand aus Thomasstahl. Bemerkenswert ist, daß 12 % der Breiteisen und Bleche 18 % Dehnung und 72,3 % zwischen 18 und 22 % Dehnung hatten. Die größte Dehnung betrug 28 %. Aus den Vergleichen der Dehnung bei Längs- und Querproben (Abb. 3 u. 4) geht die bekannte Tatsache deutlich hervor, daß die Dehnung bei Querproben durchschnittlich um etwa 2 % niedriger als bei Längsproben ist. Aus dieser Statistik ergibt sich, daß man bei Breiteisen zu Knotenblechen wegen der Dehnung bei Querproben eher mit Fehlproben zu rechnen hat, als wenn von vornherein Bleche vorgesehen werden. Es könnte ohne weiteres für die Mindestdehnung bei Längsproben 20 % vorgeschrieben werden, während es bei der Dehnung bei Querproben bei 18 % bleiben kann.

Feststellung der Streckgrenze. Bei der Einführung des hochwertigen Baustahls St. 48 war als Abnahmebedingung auch die Einhaltung einer Mindeststreckgrenze, nämlich von 30 kg/mm², gestellt. Die Mindestfestigkeit war hierbei nicht vorgeschrieben, sondern nur die größte Zugfestigkeit mit 58 kg/mm², um keinen zu harten Werkstoff zu bekommen. Als aber bei einer Abnahme infolge von ungeeigneten Prüfmaschinen und zu großer Zerreißgeschwindigkeit eine (unrichtige) Streckgrenze von 30 kg/mm² bei einem Stahl von 43 bis 44 kg/mm² Zugfestigkeit festgestellt wurde, ist in der Sitzung in Oberhausen am 5. November 1924 vereinbart worden, nur die Bruchspannung (von 48 bis 58 kg/mm²), zunächst aber keine Mindeststreckgrenze vorzuschreiben. Die Reichsbahn-Gesellschaft behielt sich jedoch vor, nach Jahresfrist erneut auf die Vorschrift wegen der Streckgrenze zurückzukommen.

Seitens des Eisenbahn-Zentralamts wurden die Abnahmebeamten am 2. Januar 1925 mit folgender Anweisung zur Bestimmung der Streckgrenze versehen:

„Nach DIN 1602, Ziff. 5, wird die Streckgrenze beim Zugversuch am Abfallen des Hebels bei Zerreißmaschinen mit Laufgewicht oder am Stehenbleiben des Lastanzeigers bei Preßwassermaschinen in allen Fällen erkannt, wo der Werkstoff an sich eine ausgeprägte Streckgrenze besitzt. Das ist in der Regel der Fall bei Stahlsorten mit mäßigem Kohlenstoffgehalt (z. B. $\sigma_B < 60$ kg/mm²), also auch bei hochwertigem Baustahl St. 48. Beim Zugversuch an Werkstoffen, welche keine ausgeprägte Streckgrenze besitzen, z. B. meist bei vergüteten Stählen, ist nach gleicher DIN 1602 die sogenannte 0,2-Grenze zu bestimmen. Hierzu wird die nötige Belastung aus Querschnitt des Probestabes mal vorgeschriebener Spannung an der Streckgrenze errechnet, z. B. 300 mm² · 30 kg/mm² = 9 t. Der Probestab wird nun bis zu diesem Wert belastet und wieder vollständig entlastet. Sodann wird geprüft, ob die zu Beginn des Versuchs angerissene Meßlänge von 100 bzw. 200 mm nach der Entlastung noch vorhanden ist, oder welche bleibende Verlängerung eingetreten ist. Beträgt der Abstand der Marken der ursprünglichen Meßlänge nicht mehr als 100,2 mm bzw. 200,4 mm, so gilt die Streckgrenze als noch nicht überschritten und die Anforderung als erfüllt. Wird ein größerer Betrag bleibender Dehnung festgestellt, so ist die Beurteilung hinsichtlich der Streckgrenze als nicht bedingungsgemäß auszusprechen.

Der Dehnungsvorgang kann an einzelnen Meßvorrichtungen, welche am Zerreißstab angeklammert werden, z. B. am Dehnungsmesser Bauart Martens-Kennedy, in vergrößertem Maßstab 1:25 oder auch 1:50 deutlich verfolgt werden. Bei Benutzung eines solchen Dehnungsmessers ist ein Herausnehmen des Probestabes nach seiner Entlastung zum Nachmessen der Meßlänge nicht erforderlich. Das Auge liest an der Skala des Dehnungsmessers den Wert der bleibenden Dehnung zufolge der Hebelvergrößerung leicht und sicher ab, z. B. für 0,2 % Verlängerung einen Zeigerweg von 5 mm beim Apparat mit Vergrößerung 1 : 25. Der Dehnungsmesser ist nach Feststellung der Streckgrenze vom Probestab abzunehmen, um Beschädigungen zu vermeiden.

Hat der Stab den Wert für die Streckgrenze erfüllt, so wird der Zugversuch zur Bestimmung der übrigen Werte für Zugfestigkeit, Dehnung und Querschnittverminderung wie üblich, d. h. nach DIN 1602, durchgeführt.

Solange der Normenausschuß der Deutschen Industrie die in den DIN noch mangelnde Festsetzung über die anzuwendende Zerreißgeschwindigkeit nicht getroffen hat, sind bei allen Zerreißversuchen folgende Grenzen einzuhalten:

1. Bis zur Belastung an der Streckgrenze eine Belastungssteigerung nicht größer als 0,5 kg auf 1 mm² Querschnitt in der Sekunde, entsprechend einem Zeitaufwand von 1 Minute für die Belastungszunahme von 0 auf etwa 10 t bei Flußstahlproben von rd. 314 mm² Querschnitt (Regelstab mit Dmr. = 20 mm).

2. Jenseits der Streckgrenze und bei Zugversuchen ohne Feststellung der Streckgrenze eine Belastungszunahme nicht größer als 1,0 kg auf 1 mm² Probequerschnitt in der Sekunde, entsprechend einem Zeitaufwand von ½ Minute für die Belastungszunahme um rd. 10 t.

Voraussetzung für richtige Feststellung ist ordnungsmäßiger Zustand der Zerreißmaschine (vgl. DIN 1604). Die

[2]) Es fällt auf, daß bei den Querproben keine unter 50 kg/mm² war wie bei den Längsproben. Es mag dies z. T. zufällig sein, weil die Zahl der Querproben an sich schon geringer war, z. T. damit zusammenhängen, daß es sich fast nur um Siemens-Martin-Stahl handelt.

Tabelle 5.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Gegenstand	Herstellungsverfahren	Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Streckgrenze bei Längsproben kg/mm²														Gesamtzahl der abgenommenen Proben
		<30	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	>40			
		Stückzahl														
I und [Eisen	T	—	—	9	17	13	12	6	2	—	—	—	—			59
	M	(2)	4	2	4	1	11	16	6	4	2	—	—			50
L, ▨ und Breiteisen	T	(8)	13	21	17	19	28	19	9	10	4	3	1			144
	M	(14)	46	84	105	136	186	204	151	87	30	10	11			1050
Bleche	T	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—			1
	M	(7)	6	28	31	29	24	18	11	6	4	1	—			161
Im ganzen Stück		(31)	69	144	174	198	262	263	182	107	40	14	12			1465
also in %		(2,1)	4,7	9,8	11,9	13,5	17,9	17,9	12,4	7,3	2,7	1,0	0,8			

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
○ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

Abb. 5.

Tabelle 6.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Gegenstand	Herstellungsverfahren	Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Streckgrenze bei Querproben kg/mm²														Gesamtzahl der abgenommenen Proben
		<30	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	>40		
		Stückzahl														
I und [Eisen	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	M	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
L, ▨ und Breiteisen	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	M	—	—	9	11	18	36	73	44	21	10	9	6	—		237
Bleche	T	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—		1
	M	(1)	12	22	22	33	26	26	9	6	6	—	—	—		163
Im ganzen Stück		(1)	12	31	33	51	62	100	53	27	16	9	6	—		401
also in %		(0,02)	3,0	7,7	8,2	12,7	15,5	25,0	13,2	6,7	4,0	2,2	1,5	—		

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
○ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

Abb. 6.

Lieferwerke sind vertragsmäßig für einwandfreies Prüfgerät verantwortlich und der Abnahmebeamte ist verpflichtet, sich vom ordnungsmäßigen Zustand der Zerreißmaschine zu überzeugen, z. B. ob die Maschine stoßfrei arbeitet, bei Laufgewichtsmaschinen, ob die Zungen während des ganzen Versuchs Gleichgewicht zwischen Zug und Spannung anzeigen, d. h. in gleichmäßiger Höhe sich gegenüberstehen."

Seit die Lieferwerke sich mit guten und zuverlässigen Prüfmaschinen und Apparaten versehen haben, hat die Bestimmung der Streckgrenze nach der obigen Anweisung keine Schwierigkeiten mehr bereitet. Wie aus der Tabelle 5 zu ersehen ist, war bei Längsproben die Mindeststreckgrenze von 30 kg/mm² — abgesehen von Proben, die ohnedies nicht bedingungsgemäß waren (meist zu geringe Bruchspannung) — glatt eingehalten. Die mittlere Streckgrenze, wie sie sich aus 1465 Proben ergeben hat, war rd. 34 kg/cm². Es bestehen also keinerlei Bedenken, in den Abnahmevorschriften eine Mindeststreckgrenze bei Längsproben von 31 kg/cm², wie ursprünglich von der Reichsbahn-Gesellschaft gewünscht, vorzuschreiben. Bei Querproben könnte man sich mit 30 kg/mm² Spannung an der Streckgrenze begnügen. Wenn der Versuch nach dem 1. Absatz der vorstehenden Bestimmung der Streckgrenze unter Einhaltung der vorgesehenen Zerreißgeschwindigkeit ausgeführt wird, so kann einwandfrei festgestellt werden, ob die Mindeststreckgrenze erreicht ist. Wie schon früher dargelegt, muß seitens der Reichsbahn-Gesellschaft größter Wert auf die Streckgrenze als Abnahmevorschrift gelegt werden. (Dies ist bei der Abnahme von Federstahl und Kuppelungsstahl schon jetzt vorgeschrieben.) Bei den Querproben ist die Bedingung Mindeststreckgrenze ≧ 30 kg/cm² bei 402 Proben mit einer Ausnahme ohne weiteres erreicht worden.

Faltversuche. Bei den vorgeschriebenen Faltversuchen zeigten sich nur ganz wenige Versager. Die Ersatzproben genügten in der Regel. Die Bedingungen:

„Dorndurchmesser = doppelter Dicke der Probe ist keine strenge Vorschrift für St. 48."

Chemische Analysen. Bei den jetzt gültigen Vorschriften ist der Höchstgehalt an Phosphor und Schwefel nicht vorgeschrieben. Da etwaige grobe Verunreinigungen des Baustoffes durch Schwefel und Phosphor auf dem Wege

Tabelle 7.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Gegenstand	Herstellungsverfahren	Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Güteziffer $(\sigma_B + \delta_{10})$ bei Längsproben														Gesamtzahl der abgenommenen Proben
		<66	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	≥78	
		Stückzahl														
I und [Eisen	T	—	—	—	1	1	1	—	5	3	5	7	6	8	19	56
	M	—	—	—	—	—	1	3	4	5	10	10	5	8	10	56
L, ▨ und Breiteisen	T	—	1	—	2	3	3	11	8	8	25	20	21	16	31	149
						Breiteisen										
	M	—	—	—	—	1	1	14	22	65	110	108	154	180	417	1072
Bleche	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	1
	M	—	—	—	1	—	—	1	3	11	10	33	31	27	48	165
Im ganzen Stück		—	1	—	4	5	6	29	42	92	160	178	217	240	525	1499
also in %		—	0,06	—	0,27	0,33	0,4	1,9	2,8	6,1	10,7	11,9	14,5	16,0	35,0	

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.

Abb. 7

der Festigkeitsprüfung und Faltversuche nicht festgestellt werden können, wird folgende Ergänzungsvorschrift für die Lieferung von hochwertigem Baustahl vorgeschlagen:

„Es ist Sache des liefernden Werkes, dafür zu sorgen, daß schon von den Rohblöcken der Kopf so weit abgeschnitten wird, daß der Gehalt an Schwefel und Phosphor nicht mehr als je 0,06 %, zusammen jedoch nicht mehr als 0,1 % beträgt. Der Abnahmebeamte muß sich davon überzeugen können, daß die hierzu erforderlichen Analysen seitens der Werke ständig vorgenommen werden. Auch behält sich die Reichsbahn-Gesellschaft vor, solche Analysen stichprobenweise selbst vornehmen zu lassen."

Güteziffer. Unter Güteziffer wird hier die Summe aus Zugfestigkeit σ_B und Dehnung δ_{10} beim Langstab verstanden $(\sigma_B + \delta_{10})$. Bei der niedrigsten zulässigen Zugfestigkeit ($\sigma_B = 48$ kg/mm²) und der kleinsten zulässigen Dehnung ($\delta_{10} = 18$ %) wäre die Güteziffer $\sigma_B + \delta_{10} = 48 + 18 = 66$. Bei der höchsten Zugfestigkeit ($\sigma_B = 58$ kg/mm²) und der kleinsten Dehnung ($\delta_{10} = 18$ %) wäre die Güteziffer

$$\sigma_B + \delta_1 = 58 + 18 = 76.$$

Will man nun erreichen, daß bei kleinerer Zugfestigkeit die Dehnung entsprechend höher ist, und berücksichtigt man, daß die Werke im allgemeinen auf eine mittlere Zugfestigkeit

$$\sigma_B = \frac{48 + 58}{2} = 53 \text{ kg/mm}^2$$

hinarbeiten werden, und daß ferner die Dehnung von 18 % auch bei Querproben erreicht werden muß, so daß bei Längsproben eine Dehnung von $\delta_{10} = 20$ % erreicht werden wird, dann ergibt sich als erforderliche Vorschrift, daß die Güteziffer

$$\sigma_B + \delta_{10} = 53 + 20 = 73$$

sein soll. Die Statistik ist aus der Tabelle 7 für die Längsproben zu entnehmen.

Sieht man von Breiteisen ab, deren Verwendung zu Knotenblechen nur dann nicht zu beanstanden ist, wenn die

Abb. 8.

Tabelle 8.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Gegenstand	Herstellungsverfahren	Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Güteziffer $(\sigma_B + \delta_{10})$ bei Querproben														Gesamtzahl der abgenommenen Proben
		<66	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	<78	
		Stückzahl														
I und [Eisen	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	M	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
L, ▨ und Breiteisen	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			Breiteisen													
	M	(5)	1	2	3	8	8	12	29	34	32	39	30	15	17	230
Bleche	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	1
	M	—	—	—	—	—	1	5	10	15	16	17	36	29	35	164
Im ganzen Stück		(5)	1	2	3	8	9	17	39	49	48	56	66	45	52	395
also in %			0,25	0,5	0,8	2,0	2,3	4,3	9,9	12,4	12,2	14,2	16,7	11,4	13,2	

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
O = Nicht den Bedingungen entsprechend.

Tabelle 9.

Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Einschnürung $\psi = \frac{\Delta F}{F_0} \cdot 100\,\%$ bei Längsproben — Stückzahl

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
Gegenstand	Herstellungsverfahren	<35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	≥60	Gesamtzahl der abgenommenen Proben
I und [Eisen	T	1	—	—	2	2	2	—	1	2	3	5	3	3	6	7	4	3	3	3	1	4	—	1	—	—	—	56
	M	1	—	—	—	—	—	1	—	—	1	—	5	2	6	7	2	4	1	6	6	4	3	3	1	2	—	54
L, ▨ u. Breiteisen	T	1	1	2	4	3	—	1	5	2	6	7	13	9	8	7	11	7	14	14	11	7	6	5	1	4	—	149
	M	1	—	—	1	3	6	1	3	6	5	12	17	25	23	45	79	65	98	98	106	94	59	53	25	20	28	873
Bleche	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1
	M	3	—	—	—	1	1	2	4	1	4	1	4	3	4	3	6	10	11	7	9	4	3	2	—	1	—	84
Im ganzen Stück		7	1	2	7	9	9	5	13	11	19	25	43	42	47	69	102	89	127	128	133	113	71	64	26	27	28	1217
also in %		0.6	0,1	0,2	0,6	0,7	0,7	0,4	1,1	0,9	1,6	2,1	3,5	3,5	3,9	5,7	8,4	7,3	10,4	10,5	11,0	9,3	5,8	5,3	2,1	2,2	2,3	

Erläuterung: T = Thomasstahl, M = Siemens-Martin-Stahl.

Tabelle 10.

Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten ein Verhältnis Einschnürung $\psi = \frac{\Delta F}{F_0} \cdot 100\,\%$ bei Querproben. — Stückzahl

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
Gegenstand	Herstellungsverfahren	<35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	≥60	Gesamtzahl der abgenommenen Proben
I und [Eisen	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	M	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
L, ▨ u. Breiteisen	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	M	28	7	3	13	18	16	16	24	17	12	12	14	8	8	7	5	3	3	5	1	2	1	—	—	—	—	223
Bleche	T	—	—	—	—	—	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	M	5	—	1	3	3	3	1	3	6	3	4	12	6	9	8	2	6	1	2	2	2	1	—	—	—	—	83
Im ganzen Stück		33	7	4	16	21	19	17	29	23	15	16	26	14	17	15	7	9	4	7	3	4	2	—	—	—	—	308
also in %		10,7	2,3	1,3	5,2	6,8	6,2	5,5	9,4	7,5	4,9	5,2	8,4	4,5	5,5	4,9	2,3	2,9	1,3	2,3	1,0	1,3	0,6	—	—	—	—	

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.

Tabelle 11.

Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten ein Verhältnis der Streckgrenze zur Bruchspannung $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ — Stückzahl

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
Gegenstand	Herstellungsverfahren	<0,53	0,53	0,54	0,55	0,56	0,57	0,58	0,59	0,60	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68	0,69	0,70	0,71	0,72	0,73	0,74	0,75	0,76	≥0,77	Gesamtzahl der abgenommenen Proben
I und [Eisen	T	—	—	—	—	2	2	—	3	1	6	4	7	6	14	5	1	3	—	1	—	—	—	—	—	1	—	56
	M	—	1	—	—	1	3	1	4	2	2	2	5	11	7	2	10	2	1	4	1	—	—	—	—	—	—	59
L, ▨ u Breiteisen	T	—	—	—	—	—	3	3	6	8	4	10	8	13	21	15	26	10	10	7	3	—	—	—	1	—	1	149
	M	(1)	2	8	13	24	30	28	57	67	60	70	135	123	150	74	86	42	41	18	14	8	6	3	—	—	5	1064
Bleche	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	(1)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1
	M	—	5	1	4	5	7	11	11	16	20	22	19	18	10	4	5	4	2	1	—	—	—	—	—	—	—	165
Im ganzen Stück		(1)	8	9	17	32	45	43	81	94	92	109	174	171	202	100	128	61	54	31	18	8	6	3	1	1	6	1494
also in %		—	0,5	0,6	1,1	2,1	3,0	2,9	5,4	6,4	6,2	7,3	11,6	11,4	13,5	6,7	8,6	4,1	3,6	2,1	1,2	0,5	0,4	0,2	0,1	0,1	0,4	

Erläuterung: T = Thomasstahl, M = Siemens-Martin-Stahl. ○ = nicht den Bedingungen entsprechend.

Güteziffer mindestens 73 ist, so ergibt sich, daß mit geringen Ausnahmen, nämlich bei:

$\overbrace{(1+2+3+3+11+8)}^{\text{L und ▨}} + \overbrace{(1+1+3)}^{\text{Bleche}} = 33$ Proben von 1499 oder nur 2,2 % die Güteziffer von 73 nicht erreicht haben,

Abb. 9.

während bei 10,7 % die Güteziffer 74
„ 11,9 „ „ „ 75
„ 14,5 „ „ „ 76
„ 16,0 „ „ „ 77
„ 12,2 „ „ „ 78
„ 11,3 „ „ „ 79
„ 5,8 „ „ „ 80
„ rd. 6 „ „ „ 81 ist.

Abb. 10.

Zum Vergleich ist in Tabelle 8 und der Abb. 8 die Statistik für Querproben aufgetragen. Schreibt man bei den Längsproben die Güteziffer $\sigma_B + \delta_{10} \geqq 73$ vor und nimmt man an, daß bei den Querproben die Dehnung um 2 % geringer als bei Längsproben ist, so würde die den Querproben entsprechende Güteziffer 73 − 2 = 71 sein. Diese Vorschrift wäre bei Blechen mit einer Ausnahme glatt erfüllt, dagegen genügten bei den Breiteisen, wenn man die fünf Fehlproben nicht berücksichtigt, 22 von 230 Proben oder 9,6 % der Güteziffer nicht. Für die Querproben soll indes eine Güteziffer nicht vorgeschrieben werden, sondern nur die Zugfestigkeit $\sigma_B = 50$ bis 58 kg/mm² bei einer Mindestdehnung $\delta_{10} \geqq 18$ %.

Einschnürung. Aus der Tabelle 9 und der Abb. 9 gehen die festgestellten Werte der Einschnürung

$$\psi = \frac{F - F_0}{F_0} \cdot 100\ \%$$

bei Längsproben hervor, während Tab. 10 und Abb. 10 die Einschnürung bei Querproben zeigen. Aus dem Vergleich beider Schaulinien geht deutlich hervor, daß sich bei Querproben wesentlich geringere Einschnürungen ergeben.

Verhältnis der Spannung an der Streckgrenze zur Bruchspannung. Aus Tabelle 11 und der Abb. 11 geht das Verhältnis der Spannung an der Streckgrenze zur Bruchspannung $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ hervor. Dieses Verhältnis ist nur in einem Fall < 0,53.

Diese Probe scheidet aber aus, weil die Bruchlast nicht bedingungsgemäß war; bei 13,5 % der Proben war $\frac{\sigma_S}{\sigma_B} = 0{,}65$, bei 28,0 % der Proben war $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ noch größer als 0,65.

Da nun die kleinste zulässige Bruchspannung = 48 kg/mm² ist und bei den bedingungsgemäß befundenen Proben eine Spannung von mindestens 30 kg/mm² an der Streckgrenze festgestellt wurde, so war in diesem Fall $\frac{\sigma_S}{\sigma_B} = \frac{30}{48} = 0{,}625$. Bei der größten Bruchspannung $\sigma_B = 58$ kg/mm² und $\sigma_S = 30$ kg/mm² Spannung an der Streckgrenze wäre das Verhältnis

$$\frac{\sigma_S}{\sigma_B} = \frac{30}{58} = 0{,}52,$$

in Wirklichkeit ist aber bei den bedingungsgemäßen Proben $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ mindestens 0,53 gewesen. Die kleinste Spannung an der Streckgrenze muß also in diesem Fall größer als 31 kg/cm² gewesen sein. Man wird im allgemeinen bei dem hochwertigen Baustahl bei einer Bruchspannung $\sigma_B \geqq 48 \leqq 53$ mit einem $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ von mindestens 0,63 bis 0,58

Abb. 11.

Tabelle 12. Gewichtsersparnis bei eisernen Eisenbahnbrücken, wenn statt Flußstahl St. 37 hochwertiger Baustahl St. 48 verwendet wird.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Nr.	Bezeichnung der Brücke	Reichsbahndirektion	Bauart	Stützweite	ein- od. zweigleisig	Eisengewicht												Ganze Gewichtsersparnis	Von der ganzen Gewichtsersparnis entfallen auf			Bemerkungen
						Hauptträger (H) bei			Fahrbahn (F) bei			Quer- u. Windverbände (Q) bei			Insgesamt ohne Lager bei				Hauptträger	Fahrbahn	Quer- u. Windverbände	
						St. 37	St. 48	St. 48 weniger	St. 37	St. 48	St. 48 weniger	St. 37	St. 48	St. 48 weniger	St. 37	St. 48	St. 48 weniger					
				m		t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	%	%	%	%	
1	Tauberbrücke bei Gerlachsheim in km 117,928 Heidelberg—Würzburg	Karlsruhe	Blechträger, Trogbrücke	19,2	e	22,50	20,25	2,25 (10,0 %)	13,95	12,50	1,45 (10,4 %)	3,40	2,00	1,40 (41,2 %)	[1] 42,30	[1] 36,55	5,75	**13,6**	5,32	3,42	3,31	[1] Einschl. des 2,45 t bei St. 37 und des 1,80 t bei St. 48 betragenden Gewichts der Gehwege. Die Gewichtsersparnis beträgt bei den Gehwegen 1,53 %.
2	Beeckbrücke in km 64,6 Allenstein—Kobbelbude	Königsberg	Desgl.	21,2	e	23,15	20,04	3,11 (13,4 %)	18,28	13,26	5,02 (27,4 %)	1,45	1,35	0,10 (6,9 %)	[2] 42,88	[2] 34,65	8,23	**19,2**	7,25	11,75	0,2	[2] Ohne Fußwege. St. 48 wurde nur für die Stehbleche, Gurtungen, Eckbleche und Anschlußwinkel verwendet.
3	Wie bei Nr. 1 Mittelöffnung	Karlsruhe	Trapezfachwerk, Fahrbahn unten	37,2	e	69,0	59,6	9,4 (13,6 %)	27,2	26,1	1,1 (4,0 %)	7,3	4,9	2,4 (32,9 %)	[3] 108,5	[3] 94,4	14,1	**13,0**	8,65	1,01	2,21	[3] Einschl. des 5,0 t bei St. 37 und des 3,8 t bei St. 48 betragenden Gewichts der Gehwege. Die Gewichtsersparnis beträgt bei den Gehwegen 1,1 %.
4	Mainbrücke bei Klein-Auheim in km 86,12 Eberbach—Hanau	Mainz	Desgl.	45,8	e	91,39	70,33	21,06 (23,0 %)	29,66	24,03	5,63 (19,0 %)	7,85	6,92	0,93 (11,8 %)	128,9	101,3	27,6	**21,4**	16,35	4,37	0,72	Für untergeordnete Teile wurde auch bei der Brücke aus St. 48 St. 37 verwendet.
5	Elbebrücke bei Wittenberg	Halle	Desgl.	46,0	e	86,6	70,1	16,5 (19,0 %)	31,7	23,2	8,5 (26,8 %)	9,1	8,5	0,6 (6,6 %)	127,4	101,8	25,6	**20,1**	13,0	6,6	0,5	
6	Neue Oderbrücke bei Küstrin	Osten	Fachwerkträger, Fahrbahn unten	53,4	e	130,8	104,0	26,8 (20,4 %)	44,6	38,7	5,9 (13,3 %)	15,2	13,8	1,4 (9,1 %)	190,6	156,5	34,1	**17,9**	14,1	3,1	0,7	
7	Oderbrücke bei Cosel in km 4,634 Kandrzin—Dtsch.-Rasselwitz	Oppeln	Desgl.	56,8	z	212,4	165,4	47,0 (22,1 %)	87,8	78,3	9,5 (10,8 %)	18,9	17,0	1,9 (10,1 %)	[4] 319,1	260,7	58,4	**18,3**	14,7	2,9	0,6	[4] Ohne Gehwege.
8	Moselbrücke bei Güls in km 3,597 Coblenz—Perl	Trier	Vollwandbogenträger, Fahrbahn oben	66,0	e	—	—	—	—	—	—	—	—	—	283,3	225,0	58,3	**20,6**	—	—	—	
9	Desgl.	Desgl.	Desgl.	66,0	z	—	—	—	—	—	—	—	—	—	520,0	416,7	103,3	**19,9**	—	—	—	
10	Rheinbrücke bei Hochfeld	Cöln	Fachwerk, Fahrbahn unten	2 · 104 126,0 189,0	z	—	—	—	—	—	—	—	—	—	[5] 9000	[5] 6300	2700	**30,0**	—	—	—	[5] Ohne Gehwege und Lager. Gewicht für St. 37 überschläglich berechnet.
11	Elbebrücke bei Hämmerten	Hannover	Fachwerkträger zwischen 34,2 u. 105 m Stützweite, Gesamtlänge 800 m		z	—	—	—	—	—	—	—	—	—	[6] 6100	5110	990	**16,2**	—	—	—	[6] Gewicht für St. 37 überschläglich berechnet.
12	Desgl., jedoch nur Flutbrücke	Desgl.	davon 9×34,2 m, Fahrbahn oben		z	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1520	1280	240	**15,8**	—	—	—	

nd bei einer Bruchspannung $\sigma_B \geqq 53 \leq 58$ mit einem $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ von nindestens 0,58 bis 0,53 rechnen können. Bei 65,3 % der roben lag $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ zwischen 0,61 und 0,67.

Hochwertiger Baustahl im Ausland. Großes Intersse bringt auch das Ausland dem hochwertigen Baustahl St. 48 ntgegen, so namentlich die Schweiz, wo nach einem Bericht on Prof. M. Roš — veröffentlicht in der Schweizerischen Bauzeitung 1925, S. 43 u. f. — umfangreiche Versuche zwecks

Erläuterungen: Jeder der senkrechten Streifen gilt für einen Überbau, dessen Stützweite am Fuße des Streifens angegeben ist. e = eingleisig, z = zweigleisig. Die Gesamthöhe eines Streifens gibt die Gewichtsersparnis für den ganzen Überbau an; die Höhen der mit H, F, Q u. G bezeichneten Abschnitte zeigen, wie sich die gesamte Gewichtsveränderung auf die einzelnen Teile des Überbaues verteilt; es bedeutet: H = Hauptträger, F = Fahrbahn, Q = Quer- und Windverbände, G = Gehwege. Es handelt sich stets um das reine Eisengewicht des Überbaues ausschließlich der Lagerteile.

Abb. 12.

Prüfung der Festigkeitseigenschaften angestellt wurden. Die mit St. 37 und St. 48 angestellten Parallelversuche lassen den großen Unterschied in den Festigkeitseigenschaften beider Stahlsorten nicht so scharf wie sonst in Erscheinung treten, weil der verwendete St. 37 — wohl zufällig — ausnahmsweise hohe Zugfestigkeit ($\sigma_B = 41{,}0$ bis $49{,}6$ kg/mm²) und entsprechend hohe Spannungen an der Streckgrenze ($\sigma_S = 27{,}3$ bis $31{,}4$ kg/mm²) hatte bei einer Dehnung von 31 bis 24 %. Es ergab sich eine Spannung an der Streckgrenze von im Mittel $\sigma_S = 27{,}45$ kg/mm², während nach unseren Erfahrungen St. 37 im allgemeinen eine Streckgrenze von im Mittel 24 kg/mm² und oft noch weniger aufweist (Zugfestigkeit $\sigma_B = 37$ bis 45 kg/mm²). Dagegen scheint es sich bei dem untersuchten St. 48, der eine mittlere Spannung an der Streckgrenze von $\sigma_S = 31{,}95$ kg/mm² hatte, um einen normalen hochwertigen Baustahl St. 48 zu handeln. Ungewöhnlich hoch ist bei dem geprüften St. 37 das Verhältnis der Spannung an der Streckgrenze zur Zugfestigkeit $\left(\frac{\sigma_S}{\sigma_B} = 0{,}67\right)$. Dieses Verhältnis wurde sonst etwa zu 0,55 bis 0,60 festgestellt. Auffallend ist auch bei dem geprüften St. 37 der große Unterschied in der spezifischen Schlagarbeit bei den Kerbschlagversuchen im Anlieferungszustand (außen 14,4; innen 11,8 mkg/cm²) und ausgeglüht (außen 26,7; innen 25,2 mkg/cm²) (siehe S. 62 der Schweizerischen Bauzeitung 1925), was auf einen etwas ungleichmäßigen Baustoff schließen läßt. Aus der Abhandlung geht übrigens nicht hervor, ob das Erkalten nach dem Ausglühen an der Luft (wie es unseren DIN 1606 beim „Normalisieren" entspricht) erfolgt ist. Auch dürfte die Temperatur beim Ausglühen mit 950° C jedenfalls für St. 48 zu hoch gewesen sein (870° wäre wohl besser gewesen), daher kommt es, daß das Gefüge bei St. 48 im ausgeglühten Zustand ziemlich grobkörnig ist (S. 44). Es wäre erwünscht, wenn die Versuche mit einem normalen St. 37 wiederholt würden.

Ausglühen der Bleche aus hochwertigem Baustahl. Aus den — insbesondere mit den Querproben vorgenommenen — Versuchsergebnissen geht hervor, und auch die bislang mit der Verwendung ausgeglühter Bleche aus hochwertigem Baustahl gemachten Erfahrungen bestätigen dies, daß keine Veranlassung vorliegt, in den Lieferungsbedingungen für Bleche aus hochwertigem Baustahl das Ausglühen vorzuschreiben.

Farbbezeichnung des hochwertigen Baustahls. Im Normenausschuß der Deutschen Industrie schweben z. Zt. Verhandlungen über eine systematische Farbbezeichnung der verschiedenen Stahlmarken; danach ist beabsichtigt, Stahlmarken mit Festigkeiten gleich der des hochwertigen Baustahls St. 48 mit gelber Farbe zu bezeichnen. Die Vorschrift für den hochwertigen Baustahl St. 48 müßte dann wie folgt geändert werden:

„Um Verwechslungen vorzubeugen, ist durch gelbe Ölfarbestreifen auf der ganzen Länge der einzelnen Walzerzeugnisse für gute Kennzeichnung des hochwertigen Baustahls zu sorgen. Bei Blechen genügen in Abständen von rd. 1 m aus gelber Ölfarbe hergestellte Kreise, in die St. 48 in gelber Ölfarbe eingeschrieben ist.

Der hochwertige Baustahl ist streng getrennt von den andern Werkstoffen zu lagern und zu versenden."

Bezeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl. Die Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 11. März 1925, 82 D 4678, lautet:

„Bei der Abnahme von Eisenbauten aus hochwertigem Baustahl St. 48 war oft die Feststellung, ob Niete aus St. 48 verwendet wurden, deshalb mit Schwierigkeiten verknüpft, weil das vorgeschriebene erhabene Zeichen „H" auf dem Setzkopf nach dem Schlagen des Nietes kaum sichtbar oder ganz verschwunden war. Es erscheint deshalb notwendig, in den Gegenhaltern zum Schutz des Zeichens „H" eine kleine Ausdrehung vorzusehen. Die Reichsbahndirektionen wollen die Eisenbauanstalten ersuchen, diese Maßnahme durchzuführen."

Diese Ausdrehung scheint nach den eingegangenen Berichten allein noch nicht zu genügen, vielmehr ist es notwendig, den Setzkopf oben noch etwas abzuflachen. Das erhabene H bleibt alsdann beim Schlagen des Niets erhalten. Um Verwechselungen auszuschließen, dürften „Fabrikzeichen" auch aus anderen Buchstaben in dieser Art nicht mehr verwendet werden.

Gewichtsersparnis bei Verwendung von St. 48 gegenüber von St. 37. Aus der Tabelle 12 geht die Gewichtsersparnis bei eisernen Eisenbahnbrücken hervor, wenn statt Flußstahl St. 37 hochwertiger Baustahl St. 48 verwendet wird. Die Bauwerke sind nach Stützweiten geordnet. Die Angaben 1 bis 9 beziehen sich auf je einen Überbau und sind Entwürfen ausgeführter Brücken entnommen, für die Gewichtsberechnungen für beide Werkstoffe aufgestellt wurden. Lfd. Nr. 10 gibt die Gewichtsersparnis bei der Rheinbrücke bei Hochfeld für alle Öffnungen zusammen. Bei dieser Brücke liegen ausführliche Entwürfe für St. 37 nicht vor, das Gewicht hierfür ist überschläglich ermittelt. Spalte 19 ergibt die Gewichtsersparnis im ganzen, die zwischen 13 und 30 % schwankt. Die Spalten 21, 22 und 23 zeigen, wie sich diese Ersparnisse auf Hauptträger, Fahrbahn und Verbände verteilen. Je größer die Brücke ist, um so größer sind die Ersparnisse an den Hauptträgern und damit auch an der ganzen Brücke. Es zeigt sich, daß auch schon bei kleineren Brücken recht erhebliche Ersparnisse erzielt werden können, so bei Nr. 1 — Brückenstützweite 19,2 m — 13,6 %, bei Nr. 2 — Brückenstützweite 21,2 m — 19,2 %. Und auch bei der Fahrbahn sind die Ersparnisse z. T. beträchtlich, z. B. bei der Brücke Nr. 2 bis 11,75 % der ganzen Brücke. Die in ( ) beigefügten Zahlen in den Spalten 9, 12, 15 geben die Gewichtsersparnisse in Hundertteilen, wenn

Hauptträger aus St. 37 mit solchen aus St. 48
Fahrbahnträger „ St. 37 „ „ „ St. 48
Verbände „ St. 37 „ „ „ St. 48

Tabelle 13.
Kostenersparnis bei eisernen Brücken, wenn statt Flußstahl St. 37 hochwertiger Baustahl St. 48 verwendet wird.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Lfde. Nr.	Stütz-weite	Zahl der Über-bauten	Gewicht aller Überbauten ohne Lager bei Ausführung in St. 37	St. 48	Mindest-gewicht	Gesamt-kosten-ersparnis	Ersparnis bei einer Tonne Mindestgewicht im ganzen	in % der Eisen-kosten	Spannung zwischen dem Verdingungs-preis von St. 48 und St. 37	Bemerkungen
	m		t	t	t	M			M	
1	19,2	2	84,6	73,1	11,5	1 430	125	5,3	30	
2	21,2	1	42,9	34,7	8,2	460	56	3,6	67 [1])	[1]) Der Preisunterschied fällt ganz aus dem Rahmen.
3	37,2	1	108,5	94,4	14,1	1 610	115	4,7	30	
4	45,8	5	641,5	506,5	138,0	16 600	121	8,2	53 [2])	[2]) Wie bei Nr. 2.
5	46,0	1	127,4	101,8	25,6	5 340	208	12,0	35	
6	53,4	1	190,6	156,5	34,1	7 462	218	10,2	36	
7	56,8	4 zweigleisige	1276,4	1042,8	233,6	50 976	220	10,3	36	
8	66,0	6 eingleisige	1700,0	1350,0	(350,0)	(80 200)	(230)	11,9	43	Nicht ausgeführt.
9	66,0	3 zweigleisige	1560,0	1250,0	310,0	64 700	208	10,5	43	
10	2×104, 126, 189	zweigleisige	ohne Fußwege und Lager 9000	6300	2700	rund 870 000 [3])	322	23,0	42	Rheinbrücke bei Hochfeld. [3]) Wenn alles aus hochwertigem Baustahl ausgeführt worden wäre. In Wirklichkeit sind es rund 4 850 t St. 48 und 1 450 t St. 37.
11	34,2	9 Überbauten, zweigleisige Fahrbahn oben	1520	1280	240	60 000	250	13,1	9	
						Gesamtersparnis rund 1 078 000 M				

verglichen werden. Es ergeben sich Ersparnisse
bei den Hauptträgern bis 23 %
„ der Fahrbahn „ 27,4 „
„ den Verbänden „ 41,2 „ .

(Die letzteren Ersparnisse erscheinen etwas hoch. Das vorgelegte Zahlenmaterial läßt nicht übersehen, ob dabei nicht konstruktive Besonderheiten eine Rolle spielen.)

Kostenersparnisse. In der Tabelle 13 sind in den Spalten 4 und 5 die Gewichte aller Überbauten bei Ausführung in St. 37 und St. 48 gegenübergestellt. Spalte 6 gibt das Mindergewicht bei St. 48. Spalte 7 zeigt die Gesamtersparnisse an den Kosten der eisernen Überbauten. Aus Spalte 8 sind die Ersparnisse für jede Tonne Mindergewicht ersichtlich. Diese auf eine Tonne Mindergewicht berechneten Ersparnisse sind um so höher, je größer der Einheitspreis für 1 t Eisenkonstruktion ist. Spalte 9 gibt die Ersparnisse in Hundertteilen von den Kosten der ganzen eisernen Überbauten. Die Spalte 10 gibt den Preisunterschied zwischen 1 t St. 48 und St. 37. Die Spalten 9 und 10 sind in Abb. 13 u. 14 graphisch dargestellt. Wären alle diese Brücken in St. 37 ausgeführt worden, so hätten die Gesamtkosten 5 736 000 M. betragen, denen Ersparnisse von 1 078 000 M. oder rd 18,8 % bei der Ausführung in St. 48 gegenüber stehen. Aus der Abb. 13 geht hervor, daß die Ersparnisse bei den größeren Brücken größer (bis zu 23 %) sind, immerhin können auch bei Blechträgerüberbauten von 19,2 m Stützweite noch Ersparnisse von 5,3 % nachgewiesen werden. Auffallend sind die in der Tabelle 13 und in Abb. 14 angegebenen Preisunterschiede einer Tonne St. 48 und St. 37. Sieht man von den unverhältnismäßig hohen Unterschieden bei den lfd. Nr. 2 und 4 (67 u. 53) ab, so zeigt sich bei den kleineren Brücken ein solcher von 30 M/t, der bei großen Brücken bis auf 43 M/t steigt. Angesichts der Ergebnisse der Vergleichversuche zwischen der Bearbeitung von hochwertigem Baustahl und Flußstahl St. 37 (siehe Bauingenieur 1925, S. 729), welche die Mehrkosten für die Bearbeitung von St. 48 mit 15 bis 20 %, also vielleicht

ois 2 % des Gesamtpreises angeben, müssen diese Unterschiede ahrscheinlich größtenteils auf höhere Baustoffpreise zurückführen sein. Wird aber der hochwertige Baustahl zum Regelahl für alle Eisenbauwerke, so muß der Preis für den Baustoff sich wesentlich herabgehen, außerdem werden auch die earbeitungskosten durch den Fortfall der getrennten Lagerung id besonderen sorgfältigen Überwachung des Werkstoffs im

Abb. 13.

Abb. 14.

Bearbeitungsgang in der Eisenbauanstalt zur Vermeidung von Verwechselungen entsprechend geringer werden. Die Wirtschaftlichkeit der Eisenbauten wird dann eine weitere nicht unwesentliche Förderung erfahren.

Gewöhnlicher Flußstahl St. 37 oder hochwertiger Baustahl. Z. Zt. gelten bei der Deutschen Reichsbahn folgende Grundsätze:

„Brücken bis zu 50 t Gewicht sollen allgemein in Flußstahl St. 37 ausgeführt werden. Bei Brücken im Gewicht von mehr als 50 t kann Flußstahl St. 37 ausgeschrieben werden, es können jedoch auch Angebote für hochwertigen Baustahl eingeholt werden. Je nach der Wirtschaftlichkeit entscheidet die Reichsbahn, welchen Werkstoff sie vorzieht. Gegebenenfalls gibt sie der den Zuschlag erhaltenden Firma den Auftrag, den Entwurf für beide Werkstoffe gegen Bezahlung des zweiten Entwurfs aufzustellen. Die Reichsbahn ist bereit, auch Brücken unter 50 t Gewicht in St. 48 ausführen zu lassen."

Es bestehen seitens der Reichsbahn-Gesellschaft keinerlei Bedenken, den hochwertigen Baustahl allgemein bei allen eisernen Brücken und Ingenieurhochbauten als Regelstahl einzuführen, zumal, da auch noch bei kleinen Bauwerken, wenn auch nicht erhebliche Ersparnisse nachgewiesen werden können. Diese Ersparnisse werden größer, wenn, was sicher anzunehmen ist, der Einheitspreis für hochwertigen Baustahl wesentlich herabgesetzt wird.

Einbetonierte Walzträger. Bei der nach den Berechnungsgrundlagen[3]) für eiserne Eisenbahnbrücken für einbetonierte Walzträger zulässigen Biegungsspannung von 1820 kg/cm² würde die Durchbiegung unter der Verkehrslast ohne Berücksichtigung der Stoßziffer größer als der noch zulässige Wert von $^1/_{700}$ der Stützweite werden. Der hochwertige Baustahl könnte also nicht immer genügend ausgenützt werden. Da aber bei dieser Bauweise der Beton dieselbe Durchbiegung mitmachen muß, wie die Träger selbst, so wird in Wirklichkeit die Durchbiegung wesentlich geringer werden als diejenige, die sich unter der vorgeschriebenen Annahme berechnet, daß die Träger die ganze Auflast allein zu tragen haben. Diese Berechnung entspricht also nicht der Wirklichkeit, und es kann vielleicht in Frage kommen, die Träger wie seither unter der Annahme zu berechnen, daß sie die ganze Auflast allein zu tragen haben, wobei die Spannung von 1820 kg/cm² erreicht werden darf, aber auf die Berechnung der Durchbiegung ganz zu verzichten. In diesem Fall lassen sich bei Verwendung von hochwertigem Baustahl St. 48 an Stelle von St. 37 ganz erhebliche Ersparnisse erzielen. (Es soll übrigens zuvor durch Belastungsversuche festgestellt werden, wie die Lastverteilung zwischen Träger und Beton tatsächlich ist.)

Zusammenfassung: Die Ersparnisse, die durch die Verwendung des hochwertigen Baustahls St. 48 an Stelle von St. 37 schon jetzt gemacht werden, sind recht bedeutend. Sie betragen bei Brücken, die bei St. 37 einen Kostenaufwand von 5,7 Millionen verursachen, etwa 1,1 Millionen oder rd. 19 %. Die Ersparnisse werden sicher noch erheblich größer werden, wenn der hochwertige Baustahl zum Regelstahl für alle Brücken- und Ingenieurhochbauten wird.

Wenn es auch verständlich ist, daß die Werke bei der Festsetzung der Abnahmebedingungen für hochwertigen Baustahl St. 48 im November 1924 vorsichtig waren — da damals ausreichende Erfahrungen nur bei einzelnen Werken vorlagen —, so liegt jetzt kein Grund vor, den hochwertigen Baustahl schlechter zu machen, als er ist. Aus der Statistik von gegen 1500 Proben geht deutlich hervor, daß unsere Hüttenwerke wohl imstande sind, den hochwertigen Baustahl zu den folgenden Bedingungen zu liefern, die sich eng an das anschließen, was die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft von Anfang an gewünscht hat. Unsere Vorschläge für die Lieferungsbedingungen des hochwertigen Baustahls fassen wir wie folgt zusammen:

1. Zugfestigkeit σ_B bei Längs- und Querproben 50 bis 58 kg/mm²,
2. Dehnung δ_{10} bei Längsproben mindestens 20 %, Dehnung δ_{10} bei Querproben mindestens 18 %,
3. Güteziffer bei Längsproben $\sigma_B + \delta_{10} \geqq 73$,
4. Streckgrenze $\sigma_S \geqq 31$ kg/mm² bei Längs- und Querproben.
5. Es muß seitens des liefernden Werkes darüber gewacht werden, daß der gelieferte Werkstoff nicht mehr als je 0,06 % Schwefel und Phosphor, zusammen jedoch nicht mehr als 0,10 % enthält.
6. Dieser hochwertige Baustahl müßte St. 50 benannt werden.
7. Die Kennzeichnung sollte durch gelben Ölfarbenanstrich statt weißem erfolgen.
8. Zur Bezeichnung der Niete müßte ein erhabenes H auf abgeflachtem Setzkopf angebracht werden. Im Gegenhalter wäre eine kleine Ausdrehung vorzusehen.
9. Den Eisenbaufirmen wird empfohlen, sich Handapparate zur Ausführung des Kugeldruckversuchs zu beschaffen, um wenigstens stichprobenweise zu prüfen, ob es sich um St. 37 oder St. 50 handelt.
10. Es bestehen keine Bedenken, den hochwertigen Baustahl als Regelstahl für alle eisernen Brücken und Ingenieurhochbauten einzuführen.

[3]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925.

BETRACHTUNGEN UND ERLÄUTERUNGEN ZU DEN NEUEN BESTIMMUNGEN DES PREUSSISCHEN MINISTERS FÜR VOLKSWOHLFAHRT FÜR DEN EISENHOCHBAU VOM 25. II. 1925.

Von Oberingenieur Alfred Gregor, Berlin.

Die neuen Vorschriften für den Eisenhochbau, die zweifellos einen Fortschritt darstellen, sind bereits im Heft 7 dieser Zeitschrift Jahrgang 1925 genügend gewürdigt. Sie enthalten aber für den praktisch tätigen Ingenieur mancherlei Unklarheiten, auf die nachfolgend näher eingegangen werden soll, und die eine ausführlichere Neubearbeitung wünschenswert machen.

1. Belastungsannahmen und zulässige Spannungserhöhung.

Die Bestimmungen über die zulässigen Spannungen stimmen im wesentlichen mit den bisherigen vom 24. XII. 1919 überein; auch hier konnte bei Flußstahl unter gewissen Bedingungen die Normal- und Biegungsspannung von 1200 kg/cm² auf 1400 bzw. 1600 kg/cm² erhöht werden. Eine Erleichterung ist somit nicht eingetreten. Offen gelassen ist, ob — wie früher vorgeschrieben — bei der erhöhten Spannung von 1400 bzw. 1600 kg/cm² der Winddruck mit mindestens 150 kg/m² angesetzt werden soll, oder ganz unbeachtet der verschiedenen Spannungen, die bisher nur bei einer Beanspruchung bis zu 1200 kg/m² gültigen Winddrücke (100 kg/m² bei Wandteilen bis zu einer Höhe von 15 m; 125 kg/m² bei Wandteilen in der Höhe von 15 bis 25 m und Dächern in weniger als 25 m Höhe; 150 kg/m² bei über 25 m hochliegenden Wandteilen und Dächern) angenommen werden dürfen. Obwohl eigentlich nach dem Erlaß II. 9. Nr. 156 vom 25. Februar 1925 die letztere Auslegung richtig sein muß (Abschnitt D II a der früheren Bestimmungen ist aufgehoben, Abschnitt C c dagegen nicht), stößt man doch damit bei den zuständigen Baupolizeibehörden auf Schwierigkeiten.

Aus dem im Abschnitt B 3 b angegebenen Satz „dies gilt nicht für Deckenträger in Geschoßbauten, für die eine höhere Beanspruchung als 1400 kg/cm² unzulässig ist“ geht eindeutig hervor, daß Deckenträger bis 1400 kg/cm² beansprucht werden dürfen. Trotzdem werden auch hier von den Baupolizeibehörden Einwendungen gemacht, indem sie gemäß Abschnitt D II a der früheren Bestimmungen vom 24. XII. 1919 nur eine Beanspruchung von höchstens 1200 kg/cm² zulassen. Nach dem Erlaß vom 25. II. 1925 ist jedoch der betreffende Abschnitt aufgehoben, so daß nunmehr für Deckenträger tatsächlich eine Beanspruchung bis 1400 kg/cm² zulässig ist.

Erwünschenswert sind Formeln zur Festsetzung der Bremswirkung und des Schrägzuges von Kranen. Die hierfür von den verschiedenen Baufirmen angenommenen Werte sind oft recht unterschiedlich.

Zu beachten ist Abschnitt 4: „Maßgebend für die Querschnittsbestimmung ist stets derjenige Belastungsfall, der den größten Querschnitt ergibt.“ Danach sind für die durch Wind belasteten Bauteile zwei Untersuchungen durchzuführen:

1. ohne Winddruck: $\sigma_{zul} = 1200$ bzw. 1400 kg/cm²,
2. mit Winddruck: $\sigma_{zul} = 1400$ bzw. 1600 kg/cm².

2. Berechnung von Druckstäben.

a) Allgemeines.

Die Vorschrift „Stäbe mit einem größeren Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$ als 150 sind unzulässig“ ist für den Eisenhochbau nicht berechtigt und sollte wieder aufgehoben oder erheblich gemildert werden. Ist doch sogar bei den Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bei der betreffenden Bestimmung eine günstigere Auslegung möglich; hier lautet der Satz: „Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als $\lambda = 150$ sollen im allgemeinen nicht verwendet werden.“

Zur Verdeutlichung diene das in Abb. 1 gegebene Beispiel eines Fachwerkbinders. Strebe D_2 erhält eine Druckkraft von 0,4 t; die Knicklänge s_K beträgt 4,05 m.

Abb. 1.

Nach den neuen Bestimmungen sind erforderlich:

⌋⌊ 90 · 90 · 9 mit $F = 31{,}0$ cm² und $i_{min} = 2{,}74$ cm

$$\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{405}{2{,}74} = 148 \text{ (zulässig 150)}$$

$$\sigma = \frac{P\,\omega}{F} = \frac{400 \cdot 5{,}18}{31{,}0} = 67 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach den früheren Bestimmungen sind erforderlich:

⌋⌊ 30 · 60 · 5 mit einem Abstand von 10 mm,

$$F = 8{,}58 \text{ cm}^2 \text{ und } J_{min} = 17{,}2 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{400}{8{,}58} = 47{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Knicksicherheit nach Euler:

$$n = \frac{2{,}1\,J}{P\,l^2} = \frac{2{,}1 \cdot 17{,}2}{0{,}4 \cdot 4{,}05^2} = 5{,}5 \text{fach (zulässig 4,0fach).}$$

Da für den gewählten Stab der Schlankheitsgrad weit größer als 105 ist, wurde früher eine Nachprüfung der Knicksicherheit nach einem anderen Verfahren nicht verlangt.

Nach den neuen Bestimmungen wird somit die Strebe D_2 etwa 3,6 mal schwerer als nach den vorher maßgeblichen Vorschriften! Ähnlich liegt der Fall bei den Streben D_1 und D_3. Im ganzen betrachtet, wird der nach den jetzigen Bestimmungen gerechnete Binder bedeutend schwerer als der nach den früheren Vorschriften ermittelte. Wenn die neuen Forderungen wirklich zu Recht bestehen, dann müßte doch der Zustand der früher ausgeführten Eisenbauten äußerst bedenklich sein.

b) Berechnung bei mittigem Kraftangriff.

Die Ermittlung der Druckstäbe geschieht nach dem sogenannten „ω-Verfahren“.

Wenn auch anerkannt werden soll, daß das ω-Verfahren äußerst bequem und übersichtlich ist, so ist doch bedauerlich, daß an Stelle des Nachweises des Sicherheitsgrades der Nachweis einer ideellen Spannung verlangt wird.

In den Bestimmungen sind in einer Tabelle die Knickzahlen ω für 16 um je 10 wachsende Schlankheitsgrade angegeben. Um nun die stete Ausrechnung der Zwischenwerte zu vermeiden, sind in der nachstehenden Tabelle 1 die Knickzahlen ω für 161 um je 1 wachsenden Schlankheitsgrad zusammengestellt.

Tabelle 1. Knickzahlen ω.

Flußstahl St. 37.

λ	ω	λ	ω	λ	ω	λ	ω	λ	ω
0	1,00	30	1,06	60	1,26	90	1,88	120	3,41
1	1,00	31	1,06	61	1,27	91	1,93	121	3,47
2	1,00	32	1,07	62	1,29	92	1,98	122	3,53
3	1,00	33	1,07	63	1,30	93	2,02	123	3,59
4	1,00	34	1,08	64	1,31	94	2,07	124	3,65
5	1,01	35	1,08	65	1,33	95	2,12	125	3,71
6	1,01	36	1,08	66	1,34	96	2,17	126	3,76
7	1,01	37	1,09	67	1,35	97	2,22	127	3,82
8	1,01	38	1,09	68	1,36	98	2,26	128	3,88
9	1,01	39	1,10	69	1,38	99	2,31	129	3,94
10	1,01	40	1,10	70	1,39	100	2,36	130	4,00
11	1,01	41	1,11	71	1,41	101	2,41	131	4,06
12	1,01	42	1,11	72	1,43	102	2,46	132	4,13
13	1,01	43	1,12	73	1,45	103	2,51	133	4,19
14	1,01	44	1,13	74	1,47	104	2,56	134	4,26
15	1,02	45	1,14	75	1,49	105	2,61	135	4,32
16	1,02	46	1,14	76	1,51	106	2,66	136	4,38
17	1,02	47	1,15	77	1,53	107	2,71	137	4,45
18	1,02	48	1,16	78	1,55	108	2,76	138	4,51
19	1,02	49	1,16	79	1,57	109	2,81	139	4,58
20	1,02	50	1,17	80	1,59	110	2,86	140	4,64
21	1,02	51	1,18	81	1,62	111	2,92	141	4,71
22	1,03	52	1,19	82	1,65	112	2,97	142	4,78
23	1,03	53	1,20	83	1,68	113	3,03	143	4,84
24	1,04	54	1,21	84	1,71	114	3,08	144	4,91
25	1,04	55	1,22	85	1,74	115	3,14	145	4,98
26	1,04	56	1,22	86	1,76	116	3,19	146	5,05
27	1,05	57	1,23	87	1,79	117	3,25	147	5,12
28	1,05	58	1,24	88	1,82	118	3,30	148	5,18
29	1,06	59	1,25	89	1,85	119	3,36	149	5,25
30	1,06	60	1,26	90	1,88	120	3,41	150	5,32

Hochwertiger Baustahl St. 48.

λ	ω	λ	ω	λ	ω	λ	ω	λ	ω
0	1,00	30	1,06	60	1,32	90	2,21	120	4,43
1	1,00	31	1,07	61	1,34	91	2,30	121	4,51
2	1,00	32	1,07	62	1,35	92	2,38	122	4,58
3	1,00	33	1,08	63	1,37	93	2,47	123	4,66
4	1,00	34	1,08	64	1,39	94	2,55	124	4,74
5	1,01	35	1,09	65	1,41	95	2,64	125	4,82
6	1,01	36	1,10	66	1,42	96	2,73	126	4,89
7	1,01	37	1,10	67	1,44	97	2,81	127	4,97
8	1,01	38	1,11	68	1,46	98	2,90	128	5,01
9	1,01	39	1,11	69	1,47	99	2,98	129	5,12
10	1,01	40	1,12	70	1,49	100	3,07	130	5,20
11	1,01	41	1,13	71	1,52	101	3,14	131	5,28
12	1,01	42	1,14	72	1,54	102	3,20	132	5,37
13	1,02	43	1,14	73	1,57	103	3,27	133	5,45
14	1,02	44	1,15	74	1,60	104	3,33	134	5,53
15	1,02	45	1,16	75	1,63	105	3,40	135	5,62
16	1,02	46	1,17	76	1,65	106	3,46	136	5,70
17	1,02	47	1,18	77	1,68	107	3,53	137	5,78
18	1,03	48	1,18	78	1,71	108	3,59	138	5,86
19	1,03	49	1,19	79	1,73	109	3,66	139	5,95
20	1,03	50	1,20	80	1,76	110	3,72	140	6,03
21	1,03	51	1,21	81	1,81	111	3,79	141	6,12
22	1,04	52	1,22	82	1,85	112	3,86	142	6,21
23	1,04	53	1,24	83	1,90	113	3,93	143	6,30
24	1,04	54	1,25	84	1,94	114	4,00	144	6,39
25	1,05	55	1,26	85	1,99	115	4,08	145	6,48
26	1,05	56	1,27	86	2,03	116	4,15	146	6,56
27	1,05	57	1,28	87	2,08	117	4,22	147	6,65
28	1,05	58	1,30	88	2,12	118	4,29	148	6,74
29	1,06	59	1,31	89	2,17	119	4,36	149	6,83
30	1,06	60	1,32	90	2,21	120	4,43	150	6,12

c) Berechnung bei außermittigem Kraftangriff.

Es ist wohl anzunehmen, daß die Formel $\sigma = \frac{P\,\omega}{F} + \frac{M}{W}$ zur Berechnung der Randspannung nicht nur — wie die Abschnittsüberschrift lautet — bei außermittigem Kraftangriff (Abb. 2), sondern auch bei zusammengesetzter Festigkeit (Biegung und Normaldruck, Abb. 3) angewendet werden soll. Denn auch in den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft heißt es: „Bei Stäben, die nicht unerheblich außermittig durch eine Kraft $S = S_g + \varphi\, S_p + \ldots$, oder die neben einer mittigen Kraft S von einem Biegungsmoment $M = M_g + \varphi\, M_p + \ldots$ beansprucht werden, darf die aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{\omega\, S}{F} + \frac{M}{W_n}$$

errechnete (gedachte) Randspannung den entsprechenden Wert σ_{zul} nicht überschreiten." Die klare Abschnittsüberschrift müßte demnach wie folgt lauten: „Berechnung von Druckstäben bei außermittigem oder quer gerichtetem Kraftangriff."

Abb. 2. Abb. 3.

Abb. 4.

Nach den neuen Vorschriften wird also einfach die ideelle Druckspannung $\frac{P\,\omega}{F}$ mit der wirklichen Biegungsspannung addiert und für die Summe dieser beiden Werte, die doch nichts miteinander gemeinsam haben, nur der entsprechende Wert σ_{zul} zugelassen. Wie ungünstig die neuen Bestimmungen sind, wird an einem praktischen Zahlenbeispiel vorgeführt:

Bei dem Obergurtstab O des in Abb. 4 dargestellten Kranträgers beträgt die größte Druckkraft 56,0 t und das größte Biegungsmoment 680 tcm.

Nach den neuen Bestimmungen ist erforderlich:

1 **I** 40 mit $F = 118\ \text{cm}^2$; $W_x = 1461\ \text{cm}^3$ und $i_y = 3{,}13$ cm.

$$\text{Schlankheitsgrad } \lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{250}{3{,}13} = 80 \text{ (zulässig 150).}$$

Nach Tabelle 1 ergibt sich für $\lambda = 80$ die Knickzahl ω zu 1,59:

$$\sigma = \frac{P\,\omega}{F} + \frac{M}{W} = \frac{56{,}0 \cdot 1{,}59}{118} + \frac{680{,}0}{1461} = 1{,}22\ \text{t/cm}^2\ (\sigma_{zul} = 1{,}4\ \text{t/cm}^2)$$

Nach den früheren Bestimmungen ist erforderlich:

1 **I** 34 mit $F = 86{,}8\ \text{cm}^2$; $W_x = 923\ \text{cm}^3$; $J_y = 674\ \text{cm}^4$ und $i_y = 2{,}79$ cm

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{56{,}0}{86{,}8} + \frac{680{,}0}{923} = 1{,}38\ \text{t/cm}^2\ (\sigma_{zul} = 1{,}4\ \text{t/cm}^2)$$

Knicksicherheit nach Euler:

$$n = \frac{2{,}1\,J}{P\,l^2} = \frac{2{,}1 \cdot 674}{56{,}0 \cdot 2{,}5^2} = 4{,}05\,\text{fach (zulässig 4fach)}$$

Knicksicherheit nach Tetmajer:

$$n = \frac{3100 - 11{,}4\,\frac{l}{i}}{\frac{P}{F}} = \frac{3100 - 11{,}4\,\frac{250}{2{,}79}}{\frac{56\,000}{86{,}8}} = 3{,}2\,\text{fach (zulässig 2,3fach)}$$

Das Gewicht des **I** 34 beträgt 68,14 kg/m, das des **I** 40 92,63; es wird somit nach dem neuen Verfahren das Gewicht des Obergurtes um

$$\frac{92{,}63}{92{,}63 - 68{,}14} = 38\,\%$$

schwerer als nach dem früheren Verfahren.

Hier wäre es sehr zu begrüßen, wenn man auch diese Vorschrift wieder fallen ließe; mindestens aber sollte bei der Bestimmung der zusammengesetzten Beanspruchung erlaubt sein, nicht den absolut kleinsten Trägheitshalbmesser in die Rechnung einzuführen, sondern denjenigen, der sich auf die winkelrecht zur Biegungsebene stehende Schwerlinie bezieht. Denn bei exzentrisch oder quer gerichtetem Kraftangriff ist doch im wesentlichen die Erhöhung der Randspannung nur durch das Maß der Ausbiegung des Stabes bedingt. Bei der vorangehenden Berechnung der zusammengesetzten Spannung des Obergurtstabes würde demnach nicht i_y, sondern i_x in die Formel einzusetzen sein. Damit wäre nur erforderlich:

1 **I** 34 mit $F = 86{,}8\ \text{cm}^2$; $W_x = 923\ \text{cm}^3$; $i_x = 13{,}5$ cm und $i_y = 2{,}79$ cm.

Untersuchung auf Druck und Biegung:

$$\lambda_x = \frac{s_K}{i_x} = \frac{250}{13{,}5} = 18{,}5; \qquad \omega_x = 1{,}02$$

$$\sigma_x = \frac{P\,\omega_x}{F} + \frac{M}{W} = \frac{56{,}0 \cdot 1{,}02}{86{,}8} + \frac{680{,}0}{923} = 1{,}39\ \text{t/cm}^2.$$

Untersuchung auf Druck:

$$\lambda_y = \frac{s_K}{i_y} = \frac{250}{2{,}79} = \backsim 90; \qquad \omega_y = 1{,}88$$

$$\sigma_y = \frac{P\,\omega_y}{F} = \frac{56{,}0 \cdot 1{,}88}{86{,}8} = 1{,}21\ \text{t/cm}^2.$$

In besonders wichtigen Fällen könnte ja, wie auch früher vorgeschrieben, verlangt werden, daß bei einem Druckstab mit exzentrischem oder quer gerichtetem Kraftangriff die Randspannung genau berechnet wird; in diesem Falle sollte aber die zulässige Beanspruchung bis zur Streckgrenze erhöht werden.

3. Sondervorschriften für mehrteilige Druckstäbe aus Flußstahl bzw. hochwertigem Baustahl.

Die Vorschrift: „Bei mehrteiligen Druckstäben darf der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe nicht größer als der des ganzen Stabes und nicht größer als 30 sein" fällt ganz und gar aus dem bisher üblichen Rahmen. Wie schwer und drückend dieses Verlangen ist, soll nachfolgend gezeigt werden.

Vorhanden ist ein Druckstab aus ⅃L 50 · 75 · 9; der Trägheitshalbmesser i = 2,33 cm, die Knicklänge $s_K = 3$ m und die Stabkraft P = 7,3 t.

Abstand der Bindebleche nach der neuen Vorschrift (Abb. 5):

Der Schlankheitsgrad des ganzen Stabes ist $\frac{s_K}{i} = \frac{300}{2{,}33} = 129$; der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe darf nicht größer sein und 30 nicht überschreiten. Für einen L 50 · 75 · 9 ist $i_{min} = 1{,}06$ cm und demnach der größte Abstand der inneren Bindeblech-Anschlußniete = 30 · 1,06 = ∽ 32 cm.

Abstand der Bindebleche nach der früheren Vorschrift (Abb. 6):

Auf einen L 50 · 75 · 9 entfallen $\frac{P}{2} = \frac{7{,}3}{2} = 3{,}65$ t. Mit Rücksicht einer ungleichmäßigen Verteilung der Kraft soll etwa $^1/_3$ zugeschlagen werden: $3{,}65 + \frac{3{,}65}{3} = \backsim 4{,}9$ t. Der größte Abstand der Bindebleche wird

$$\text{nach Euler} = \sqrt{\frac{J_{min}}{1{,}9 \cdot P}} = \sqrt{\frac{11{,}9}{1{,}9 \cdot 4{,}9}} = 1{,}13\ \text{m};$$

Die vorhandene Sicherheit nach Tetmajer:

$$n = \frac{3100 - 11{,}4\,\frac{113}{1{,}06}}{\frac{4900}{10{,}5}} = 4{,}03\,\text{fach}.$$

Der Vergleich der Abb. 5 und 6 zeigt den ungeheuren Unterschied zwischen der früheren und jetzigen Ausführung und zugleich auch, daß diese Forderung im Hochbau keine Berechtigung hat.

Abb. 5.

Abb. 6.

Weiter heißt es in diesem Abschnitt: „Der Abstand der Einzelstäbe ist so zu wählen, daß das Trägheitsmoment des Gesamtstabes in bezug auf die materialfreie Achse größer ist als in bezug auf die Materialachse." Hier fehlt die Begrenzung; die diesbezügliche Vorschrift der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft lautet bestimmter: „Bei mehrteiligen Druckstäben ist der Abstand der Einzelstäbe so zu wählen, daß das Trägheitsmoment in bezug auf die materialfreie Achse y—y (Abb. 7a und 7b) um mindestens 10 % größer ist als das in bezug auf die Materialachse x—x".

Nur ist die Abb. 7b unklar: Bekanntlich nennt man die Achse, die das Material schneidet, die „Materialachse" und die Achse, die zwischen den Einzelstäben frei hindurchgeht, die „materialfreie Achse". Demnach ist aber bei dem Querschnitt

Abb. 7a. Abb. 7b. Abb. 7c.

nach Abb. 7b die Achse x—x keine Material-, sondern eine materialfreie Achse, denn hier schneiden beide Hauptachsen zwischen den Einzelstäben hindurch. Sinngemäß ist bei dem Querschnitt nach Abb. 7c die Achse y—y die materialfreie und die Achse x—x die Material-Achse.

Die Forderung, daß das Trägheitsmoment in bezug auf die materialfreie Achse größer zu wählen ist als das der Materialachse, ist doch nur dann berechtigt, wenn das Trägheitsmoment bezüglich der Materialachse vollkommen ausgenützt ist. In den meisten praktischen Fällen ist dieses jedoch nicht der Fall; abgesehen von reinen Druckstäben, hat man es vielfach mit auf Biegung und Druck beanspruchten Stäben zu tun, wo die aufgestellte Bestimmung wirklich unhaltbar ist. Als Beispiel soll nach der jetzigen und früheren Bestimmung der erforder-

liche Querschnitt ermittelt werden; die normale Druckkraft $P = 18{,}0$ t, das Biegungsmoment $M_x = 410$ tcm, die freie Knicklänge $s_K = 4{,}8$ m.

Nach der neuen Bestimmung ist erforderlich der Querschnitt nach Abb. 8 aus 2 [20 mit dem Abstand:

$$a = 120 \text{ mm}; \quad F = 64{,}4 \text{ cm}^2; \quad W_x = 382 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 3822 \text{ cm}^4; \quad J_y \text{ (mindestens 10\% größer als } J_x) = 4428 \text{ cm}^4;$$

$$i_x = 7{,}7 \text{ cm}; \quad i_y = 8{,}3 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{480}{8{,}3} = 51{,}5; \qquad \omega = 1{,}18$$

$$\sigma = \frac{P\,\omega}{F} + \frac{M}{W} = \frac{18{,}0 \cdot 1{,}18}{64{,}4} + \frac{410}{382} = 1{,}40 \text{ t/cm}^2$$

Nach den früheren Bestimmungen ist erforderlich der Querschnitt nach Abb. 9 aus 2 [20 mit dem Abstand:

$$a = 16 \text{ mm}; \quad F = 64{,}4 \text{ cm}^2; \quad W_x = 382 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 3822 \text{ cm}^4; \quad J_y = 805 \text{ cm}^4; \quad i_y = 3{,}53 \text{ cm}.$$

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{18{,}0}{64{,}4} + \frac{410}{382} = 1{,}35 \text{ t/cm}^2;$$

Knicksicherheit nach Euler:

$$n = \frac{2{,}1\, J_{min}}{P\, l^2} = \frac{2{,}1 \cdot 805}{18{,}0 \cdot 4{,}8^2} = 4{,}2\text{fach};$$

Tabelle 2. Zusammenstellung zur schnellen Bestimmung des günstigsten Druckquerschnittes für Fachwerkstäbe.

a) 2 gleichschenklige Winkeleisen (nebeneinanderliegend).

Lfde. Nr.	Profil	Abstand a (mm)	J_{min} (cm⁴)	i_{min} (cm)	F (cm²)	G (kg/m)	G′ (kg/m)	$s_{K_{max}}$ (cm)	i′ (cm)	l′ (cm)
1	45 · 45 · 5	10	15,7	1,35	8,6	6,8	7,9	202	0,87	26
2	50 · 50 · 5	10	22,0	1,51	9,6	7,6	8,7	227	0,98	29
3	55 · 55 · 6	10	34,6	1,66	12,6	9,9	11,2	248	1,07	32
4	60 · 60 · 6	10	45,6	1,82	13,8	10,8	12,1	273	1 17	35
5	65 · 65 · 7	10	66,8	1,96	17,4	13,7	15,3	293	1,26	38
6	70 · 70 · 7	10	84,8	2,12	18,8	14,8	16,4	317	1,37	41
7	75 · 75 · 8	10	117,8	2,26	23,0	18,1	19,7	339	1,46	44
8	80 · 80 · 8	10	144,6	2,42	24,6	19,3	20,9	363	1,55	47
9	80 · 80 · 10	10	175	2,41	30,2	23,7	25,3	362	1,54	46
10	90 · 90 · 9	10	232	2,74	31,0	24,3	25,9	412	1,76	53
11	90 · 90 · 11	10	276	2,72	37,4	29,4	31,0	410	1,75	53
12	100 · 100 · 10	10	354	3,04	38,4	30,1	31,7	456	1,95	58
13	110 · 110 · 10	10	478	3,36	42,4	33,2	34,9	504	2,16	65
14	110 · 110 · 12	10	560	3,34	50,2	39,4	41,0	502	2,15	65
15	120 · 120 · 11	10	682	3,66	50,8	39,9	41,7	549	2,35	71
16	120 · 120 · 13	10	788	3,64	59,4	46,6	48,4	546	2,34	71
17	130 · 130 · 12	10	944	3,97	60,0	47,1	48,9	596	2,54	76
18	130 · 130 · 14	10	1080	3,94	69,4	54,5	56,3	592	2,54	76
19	140 · 140 · 13	10	1276	4,27	70,0	55,0	56,9	640	2,74	82
20	140 · 140 · 15	10	1446	4,25	80,0	62,8	64,9	637	2.73	82
21	150 · 150 · 14	10	1690	4,58	80,6	63,3	65,3	688	2,94	88
22	150 · 150 · 16	10	1898	4,56	91,4	71,7	73,7	683	2,92	88
23	160 · 160 · 15	10	2198	4,88	92,2	72,4	74,7	733	3,14	94
24	160 · 160 · 17	10	2452	4,86	103,6	81,3	83,3	729	3,13	94
25	160 · 160 · 19	10	2696	4,84	115,0	90,3	92,3	727	3,12	94

b) 2 ungleichschenklige Winkeleisen (nebeneinanderliegend).

Einschaltung	Profil	Abstand a (mm)	J_{min} (cm⁴)	i_{min} (cm)	F (cm²)	G (kg/m)	G′ (kg/m)	$s_{K_{max}}$ (cm)	i′ (cm)	l′ (cm)
3	40 · 60 · 5	14	34,6	1,90	9,6	7,5	9,7	285	0,87	26
3	40 · 60 · 6	12	40,2	1,88	11,4	9,0	10,9	282	0,85	25
5	40 · 60 · 7	12	45,8	1,87	13,1	10,3	12,2	281	0,84	25
5	50 · 75 · 6	18	81,7	2,36	14,7	11,5	14,8	355	1,08	33
6	50 · 75 · 7	16	92,6	2,36	16,7	13,1	16,3	355	1,07	32
7	50 · 75 · 9	14	114,4	2,33	21,0	16,5	19,1	349	1,06	32
9	65 · 100 · 7	26	226	3,19	22,2	17,4	23,6	478	1,36	41
11	65 · 100 · 9	24	282	3,15	28,4	22,3	27,1	472	1,37	41
12	65 · 100 · 11	22	334	3,13	34,2	26,8	31,2	469	1,38	41
14	80 · 120 · 10	28	552	3,80	38,2	30,0	35,4	570	1,72	52
14	80 · 120 · 12	26	646	3,77	45,4	35,6	40,6	565	1,72	52

c) 2 gleichschenklige Winkeleisen (kreuzförmig).

Profil (Abstand 10)	J_{min} (cm⁴)	i_{min} (cm)	G′ (kg/m)	$s_{K_{max}}$ (cm)
45 · 45 · 5	24,8	1,70	9,3	255
50 · 50 · 5	34,8	1,90	10,1	285
55 · 55 · 6	54,8	2,08	12,9	313
60 · 60 · 6	72,2	2,29	13,8	344
65 · 65 · 7	106,0	2,47	17,0	371
70 · 70 · 7	134,2	2,67	18,1	400
75 · 75 · 8	186,6	2,85	21,4	428
80 · 80 · 8	230	3,06	22,6	459
80 · 80 · 10	278	3,03	27,0	457
90 · 90 · 9	368	3,45	27,6	519
90 · 90 · 11	436	3,41	32,7	512
100 · 100 · 10	560	3,82	33,4	573
110 · 110 · 10	758	4,23	36,6	636
110 · 110 · 12	888	4,21	42,7	633
120 · 120 · 11	1082	4,62	43,5	695
120 · 120 · 13	1250	4,59	50,2	690
130 · 130 · 12	1500	5,00	50,7	750
130 · 130 · 14	1714	4,97	58,1	746
140 · 140 · 13	2028	5,38	58,9	810
140 · 140 · 15	2296	5,36	66,7	806
150 · 150 · 14	2686	5,77	67,4	866
150 · 150 · 16	3014	5,74	75,8	862
160 · 160 · 15	3490	6,15	76,5	922
160 · 160 · 17	3890	6,13	85,4	919
160 · 160 · 19	4274	6,10	94,4	915

d) 1 gleichschenkliges Winkeleisen.

Profil	J_{min} (cm⁴)	i_{min} (cm)	G (kg/m)	$s_{K_{max}}$ (cm)
45 · 45 · 5	3,25	0,87	3,4	130
50 · 50 · 5	4,59	0,98	3,8	147
55 · 55 · 6	7,24	1,07	5,0	160
60 · 60 · 6	9,43	1,17	5,4	175
65 · 65 · 7	13,80	1,26	6,8	189
70 · 70 · 7	17,6	1,37	7,4	205
75 · 75 · 8	24,2	1,46	9,0	219
80 · 80 · 8	29,6	1,55	9,7	242
80 · 80 · 10	35,9	1,54	11,9	241

Knicksicherheit nach Tetmajer:

$$n = \frac{3100 - 11{,}4\frac{l}{i}}{\frac{P}{F}} = \frac{3100 - 11{,}4\frac{480}{3{,}53}}{\frac{18\,000}{64{,}4}} = 6{,}3\text{fach.}$$

Aus vorangehender Betrachtung ergibt sich somit, daß Fachwerke mit auf Biegung beanspruchten mehrteiligen Druckstäben infolge der großen Abstände der einzelnen Stäbe doppelwandig auszuführen sind; bei einer einwandigen Ausführung dagegen müßten die betreffenden Stäbe ohne materialfreie Achse ausgebildet werden (z. B. infolge Anbringung von durchlaufenden Platten, Abb. 10), damit die Forderung $J_y > J_x$ entfällt.

Abb. 8. Abb. 9. Abb. 10.

Zur schnellen Bestimmung des günstigsten Druckquerschnittes für Fachwerkstäbe ist die Tabelle 2 (S. 825) beigegeben. Im Teil a) sind die Querschnitte von zwei nebeneinanderliegenden gleichschenkligen Winkeleisen nach steigendem Trägheitsmoment und geringstem Eigengewicht geordnet. Für den Gesamtstab sind die Trägheitsmomente J_{min}, Trägheitshalbmesser i_{min}, Querschnittsflächen F und die größten Knicklängen s_K; für die Einzelstäbe der kleinste Trägheitshalbmesser i' und die freien Knicklängen l' angegeben. Da die nach den neuen Vorschriften sehr dicht liegenden Bindebleche einen großen Einfluß bei dem Gewichtsvergleich ausüben, ist außer dem Gewicht G des Gesamtquerschnittes noch das Gewicht G' einschließlich der Bindebleche eingetragen. Als Bindeblechstärke ist hier überall 10 mm und als Bindeblechlänge das 6fache des normalen Nietdurchmessers angenommen. Bei anderen Abständen kann G' einfach aus dem Unterschied von G' und G ermittelt werden; so ist beispielsweise bei zwei in einem Abstand von 14 mm liegenden Winkeleisen 80 · 80 · 8:

$$G' = G + (G' - G) \cdot 1{,}4 = 19{,}3 + (20{,}9 - 19{,}3) \cdot 1{,}4 = 21{,}5 \text{ kg/cm}.$$

Im Teil b) sind die Querschnitte von zwei nebeneinander liegenden ungleichschenkligen Winkeleisen in derselben Weise wie vor geordnet. Bei Berücksichtigung der neuen Bestimmung $J_y \geqq J_x$ ist die Auswahl sehr beschränkt. Bei Festlegung der bis zu 28 mm gehenden Abstände ist angenommen, daß J_y mindestens 10 % größer ist als J_x. Die angegebenen Einschaltnummern zeigen an, wo die betreffenden Querschnitte im Teil a) als günstigste einzufügen sind.

Sollten zwei gleichschenklige Winkeleisen in Kreuzform Anwendung finden, so sind die im Teil c) zusammengestellten ┘┌-Querschnitte stets günstiger als die im Teil a) und b) angegebenen. Die Werte F, G, i' und l' sind genau wie bei den entsprechenden Winkeleisen in Tabelle a).

Schließlich sind im Teil d) noch die günstigsten Querschnitte bei Verwendung eines Winkeleisens zusammengestellt.

4. Berechnung eiserner Träger.

Die neuen Bestimmungen zur Berechnung eiserner Träger haben in der Praxis zu ganz verschiedenen Auslegungen geführt. Hier müssen, damit falsche und gefährliche Ausführungen vermieden werden, Ergänzungen eingeschaltet werden.

Die Vorschriften besagen, daß bei Schaffung einer teilweisen Einspannung die Annahme verringerter Feldmomente zulässig ist: die größten Biegungsmomente können bei gleichmäßig verteilter Last Q in den Mittelfeldern bis zu $\frac{Q\,l}{16}$, in den Endfeldern bis zu $\frac{Q\,l}{11}$ herabgesetzt werden.

Zunächst soll der fest eingespannte dem teilweise eingespannten Träger gegenübergestellt werden. In Abb. 11 sind für beide Ausführungsarten die Momentenlinien gezeichnet:

Während bei dem fest eingespannten Träger das Feldmoment $\frac{Q\,l}{24}$ und das Stütz- bzw. Einspannmoment $\frac{Q\,l}{12}$ ist, wird bei dem Träger mit teilweiser Einspannung gemäß den neuen Vorschriften das größte Feldmoment $\frac{Q\,l}{16}$ und damit auch aus dem Verlauf der Momentenlinie nach Abb. 11 b das Stütz- bzw. Einspannmoment ebenfalls $= \frac{Q\,l}{16}$. Bei dem festeingespannten Träger ist der Ausschlagwinkel α des Trägers über dem Auflager bzw. der Einspannstelle gleich Null, bei dem Träger mit teilweiser Einspannung dagegen nicht (vgl. Abb. 11). Um also den günstigsten Momentenausgleich nach Abb. 11 b wirklich zu erzielen, muß die Einspannung so beschaffen sein, daß der Träger bereits am Auflager entsprechend ausschlagen kann, mit anderen Worten: der obere Trägerflansch muß sich vom Auflager um das Maß c entfernen und der untere

Abb. 11.

Trägerflansch dem Auflager um das Maß c entsprechend nähern können (vergl. Abb. 11 b). Wie groß das Maß c wird, soll nachstehend nachgewiesen werden.

$$\text{Ausschlagwinkel } \alpha = \frac{Q\,l^2}{96} \cdot \frac{1}{E\,J},$$

hierin bedeutet Q die gleichmäßig verteilte Gesamtlast für einen Träger.

Die Formel kann man nunmehr wie folgt schreiben:

$$\alpha = \frac{Q\,l}{16} \cdot \frac{l}{6\,E\,J} = M\frac{l}{6\,E\,J} = \sigma\,W\frac{l}{6\,E\,J} = \sigma\frac{2\,J}{2} \cdot \frac{l}{6\,E\,J}.$$

Bezeichnet h die Höhe des Trägers, dann wird der wagerecht gemessene Ausschlag c der oberen und unteren Trägerkante (vergl. Abb. 11 b):

$$c = \alpha\frac{h}{2} = \sigma\frac{2\,J}{2} \cdot \frac{l}{6\,E\,J} \cdot \frac{h}{2}$$

oder $$c_{mm} = 0{,}0793\,\sigma_{t/cm^2}\,l_m.$$

Dieser Ausschlag ergibt sich bei allen Trägern von gleicher Spannweite und gleicher Ausnützung.

Für 1 I 24 wird beispielsweise bei einer Stützweite l = 6,2 m und einer zulässigen Beanspruchung von 1,4 t/cm²:

$$c = 0{,}0793 \cdot 1{,}4 \cdot 6{,}2 = 0{,}69 \text{ mm}.$$

Die nach innen gerichtete Verschiebung c der oberen Trägerkante ist bei der Plattenverbindung zweifellos möglich (vergl. Tabelle 3 und Abb. 15):

Der Schaftdurchmesser der gewöhnlichen Schrauben ist stets etwas geringer als die entsprechenden Löcher im Trägerflansch (z. B. ist bei einer $^3/_4$''-Schraube der Schaftdurchmesser 19,05 mm und das Trägerloch 20 mm), so daß die auf Zug beanspruchte Plattenverbindung der oberen Flansche die erwünschte Nachgiebigkeit besitzt. Schließlich werden die Formänderungen der Schrauben und der Platte diese Bewegungsmöglichkeit der oberen Flansche derart vergrößern, daß man den Drehpunkt für die Verdrehung der Stabenden aus der Trägermitte nach den unteren Flanschen verlegen kann. Die Verbindung dieser unteren Trägerflansche kann dann gegen Druckeinwirkung fast starr ausgeführt werden. In der Tat haben die vom Deutschen Eisenbauverband durchgeführten Versuche gezeigt, daß sowohl bei Verschweißung der unteren Trägerflansche als auch bei Ausfüllung der Druckfuge durch fest eingepaßte Platten eine ausreichende Verdrehungsmöglichkeit der Trägerenden in ihrer senkrechten Ebene erzielt wird. Die Vorschrift für die Verbindung der Druckflansche lautet daher: ,,Die Kräfte im Druckflansch müssen durch eingelegte und der Zwischenfuge angepaßte Druckplatten oder durch Ausfüllung der Zwischenfuge mittels Schweißung nach neuzeitlichem Verfahren oder bei Stützen durch festangeschlossene, versteifte Winkel übertragen werden.''

Zu der Vorschrift: ,,Die Träger sind bei Anschluß an andere Träger außer durch die übliche Stegverlaschung noch auf der Zugseite durch aufgelegte Platten von dem 0,8 fachen Stützquerschnitt des Trägerflansches und durch Schrauben von einer Anzahl und Dicke, die der zu übertragenden Zugkraft entsprechen, untereinander zu verbinden'' ist folgendes zu bemerken:

Bei einer gleichmäßig verteilten Last ist gemäß Abb. 11 b das größte Feldmoment $= + \frac{Q\,l}{16}$ und das größte Stütz- bzw. Einspannmoment $= - \frac{Q\,l}{16}$. Bei der Bestimmung des Trägerquerschnittes bleibt die Lochschwächung für den Anschluß der Zugplatten trotzdem unberücksichtigt, da im allgemeinen das negative Moment an der Stelle der ersten Flanschlöcher bedeutend geringer ist als das größte Stützmoment. Ganz anders ist es aber bei den Zugplatten: Zur Berechnung dieser Platten kommt nur das größte Stützmoment in Betracht; es müßte somit der Plattenquerschnitt nicht nach dem Nutzquerschnitt, sondern nach dem vollen Querschnitt des Trägerflansches bemessen werden, denn bei dem auftretenden Moment $\frac{Q\,l}{16}$ ist der volle obere und untere Trägerflansch vollkommen ausgenützt. (Würde man mit einer Trägerschwächung rechnen, so wird die Beanspruchung im Träger etwa 25 % höher als die zulässige.) Außerdem kommt noch hinzu, daß nach den Bestimmungen die Platten nur das 0,8 fache des Flansch-Nutzquerschnittes zu haben brauchen. Wie hoch damit die Beanspruchung in der Platte wird, zeigt folgendes Beispiel eines Trägerstoßes **I** 36; der volle Trägerflansch F beträgt 27,9 cm², der Nutzquerschnitt F_n bei einem normalen Lochdurchmesser d = 23 mm = 18,9 cm².

Nach den neuen Bestimmungen wird der erforderliche Nutzquerschnitt der Platte:

$$F_{1_n} = 0{,}8\,F_n = 0{,}8 \cdot 18{,}9 = 15{,}1 \text{ cm}^2$$

und somit die Beanspruchung:

$$\sigma = \frac{F\,\sigma_{zul}}{F_n} = \frac{27{,}9 \cdot 1400}{15{,}1} = 2587 \text{ kg/cm}^2!$$

Wenn auch bei der teilweisen Einspannung eine gewisse Dehnbarkeit der Platte erwünscht ist, sollte die Elastizitätsgrenze doch nicht überschritten werden.

Dadurch, daß die Platte auf dem Trägerflansch liegt und die Lochschwächung um ein geringes von der Auflagermitte entfernt liegt, verringert sich die Beanspruchung nur unwesentlich.

Um die Gefahr einer zu großen Überbeanspruchung der Zugplatte zu verhindern, müßte in den Vorschriften mindestens der Ausdruck ,,0,8 fachen'' ausgetilgt werden, so daß wenigstens der Nutzquerschnitt der Platte nicht geringer als der Nutzquerschnitt des Trägerflansches gewählt werden darf. Damit wird für das obige Beispiel die Beanspruchung der Platte:

$$\sigma = \frac{27{,}9 \cdot 1400}{18{,}9} = 2067 \text{ kg/cm}^2,$$

was in diesem Falle noch zugelassen werden kann.

Abb. 12.

Bei der Bestimmung der Querschnitte für einen Trägerstrang mit ungleichen Feldweiten ist zu beachten, daß die angegebenen größten Biegungsmomente $\frac{Q\,l}{16}$ in den Mittelfeldern und $\frac{Q\,l}{11}$ in den Endfeldern nicht nur im Felde, sondern auch über den Stützen an den Einspannstellen maßgebend sind. Es ist daher bei der Querschnittsermittlung für ein beliebiges Feld nicht nur das betreffende größte Feld- bzw. Stützmoment, sondern es sind auch die zunächst liegenden Stützmomente der benachbarten Felder zu betrachten: das absolut größte Moment ist für die Querschnittsermittlung des betreffenden Feldes maßgebend.

Als Beispiel soll die Berechnung eines Trägers über fünf verschieden große Öffnungen für eine gleichmäßig verteilte Belastung durchgeführt werden. Die Abmessungen und Belastungen sind aus der Abb. 12 zu ersehen.

Bestimmung der Momente für jede Öffnung nach den gegebenen Formeln:

$$M_1 = \frac{q\,l_1^2}{11} = \frac{18 \cdot 400^2}{11} = 26\,200 \text{ tcm};$$

$$M_2 = \frac{q\,l_2^2}{16} = \frac{18 \cdot 550^2}{16} = 34\,000 \quad ,, \;;$$

$$M_3 = \frac{q\,l_3^2}{16} = \frac{18 \cdot 650^2}{16} = 47\,500 \quad ,, \;;$$

$$M_4 = \frac{q\,l_4^2}{16} = \frac{18 \cdot 520^2}{16} = 30\,400 \quad ,, \;;$$

$$M_5 = \frac{q\,l_5^2}{16} = \frac{18 \cdot 590^2}{11} = 57\,000 \quad ,, \;.$$

Die errechneten Momente sind in Abb. 12 eingezeichnet, danach ergeben sich für die Träger 1 bis 5 folgende absolute Größtmomente und Querschnitte:

Träger 1:

$M_{max} = 34\,000$ tcm;
vorhanden 1 I 22 mit $W_x = 278$ cm³;

$$\sigma = \frac{34\,000}{278} = 1{,}22 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 2 u. 3:

$M_{max} = 47\,500$ tcm;
vorhanden 1 I 24 mit $W_x = 354$ cm³;

$$\sigma = \frac{47\,500}{354} = 1{,}34 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 4 u. 5:

$M_{max} = 57\,000$ tcm;
vorhanden 1 I 26 mit $W_x = 442$ cm³;

$$\sigma = \frac{57\,000}{442} = 1{,}29 \text{ t/cm}^2.$$

Die Vorschrift: „Bei anderen Belastungsarten dürfen die größten Feldmomente mit Hilfe des bei freier Auflagerung im Felde entstehenden größten Biegungsmomentes M_0 und der bei völliger Einspannung an den beiden Enden auftretenden Einspannungsmomente M_a und M_b nach der Formel:

$$M_x = M_0 - \frac{7}{10}\left(M_b \frac{x}{l} + M_a \frac{l-x}{l}\right)$$

berechnet werden" ist ganz besonders zu beachten. Bei dem teilweise eingespannten Träger wird der Trägerquerschnitt nicht immer geringer als bei dem Träger mit fester Einspannung (vergl. Abb. 13). Nimmt man beispielsweise eine Einzellast in Feldmitte an, so wird

$$x = \frac{l}{2}, \quad M_0 = \frac{P\,l}{4}, \quad M_a = M_b = \frac{P\,l}{8}$$

und somit das größte Feldmoment:

$$M_x = \frac{P\,l}{4} - \frac{7}{10}\left(\frac{P\,l}{8}\cdot\frac{1}{2} + \frac{P\,l}{8}\cdot\frac{1}{2}\right) = \frac{P\,l}{4} - \frac{7}{80}P\,l = \frac{13}{80}P\,l$$

und das größte Stütz- bzw. Einspannmoment:

$$M = \frac{P\,l}{4} - \frac{13}{80}P\,l = \frac{7}{80}P\,l.$$

Bei dem teilweise eingespannten Träger ist im vorstehenden Falle gegenüber dem fest eingespannten Träger keine Ersparnis,

Abb. 13.

sondern eine Vergrößerung des absolut größten Momentes um 30 % erreicht.

Als Beispiel wird nachstehend die Berechnung eines Trägers über fünf verschieden große Öffnungen für eine beliebige Belastung durchgeführt. Die Abmessungen und Belastungen sind aus der Abb. 14 zu ersehen.

Abb. 14.

Die größten Biegungsmomente M_0 sind in der bekannten Weise errechnet und in Abb. 14 aufgetragen.

Die Einspannmomente M_a und M_b werden nach den bekannten Formeln für eine völlige Einspannung errechnet und mit $\frac{7}{10}$ bzw. 0,7 multipliziert:

$M_{a_1} = 0;$

$$M_{b_1} = -\frac{7}{10}\left[\frac{p\,l_1^2}{8} + \frac{P_1 a_1 b_1}{2\,l_1^2}(a_1 + l_1) + \frac{P_2 a_2 b_2}{2\,l_1^2}(a_2 + l_1)\right]$$
$$= -\frac{7}{10}\left[\frac{0{,}6\cdot 5{,}0^2}{8} + \frac{2{,}0\cdot 1{,}5\cdot 3{,}5}{2\cdot 5{,}0^2}(1{,}5+5{,}0) + \frac{2{,}5\cdot 3{,}0\cdot 2{,}0}{2\cdot 5{,}0^2}(3{,}0+5{,}0)\right]$$
$$= -3{,}95 \text{ tm};$$

$$M_{a_2} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_2^2}{12} + \frac{P_3\,l_2}{8} + \frac{P_4 a_4 b_4^2}{l_2^2}\right)$$
$$= -\frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6\cdot 7{,}0^2}{12} + \frac{4{,}0\cdot 7{,}0}{8} + \frac{3{,}0\cdot 5{,}0\cdot 2{,}0^2}{7{,}0^2}\right) = -5{,}02 \text{ tm};$$

$$M_{b_2} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_2^2}{12} + \frac{P_3\,l_2}{8} + \frac{P_4 a_4^2 b_4}{l_2^2}\right)$$
$$= -\frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6\cdot 7{,}0^2}{12} + \frac{4{,}0\cdot 7{,}0}{8} + \frac{3{,}0\cdot 5{,}0^2\cdot 2{,}0}{7{,}0}\right) = -5{,}95 \text{ tm};$$

$$M_{a_3} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_3^2}{12} + \frac{P_5 a_5 b_5^2}{l_3^2}\right)$$
$$= -\frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6\cdot 4{,}0^2}{12} + \frac{7{,}0\cdot 3{,}0\cdot 1{,}0^2}{4{,}0^2}\right) = -1{,}48 \text{ tm};$$

$$M_{b_3} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_3^2}{12} + \frac{P_5 a_5^2 b_5}{l_3^2}\right)$$
$$= -\frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6\cdot 4{,}0^2}{12} + \frac{7{,}0\cdot 3{,}0^2\cdot 1{,}0}{4{,}0^2}\right) = -3{,}31 \text{ tm};$$

$$M_{a_4} = M_{b_4} = -\frac{p\,l_4^2}{16} = -\frac{0{,}6\cdot 6{,}0^2}{16} = -1{,}35 \text{ tm};$$

$$M_{a_5} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_5^2}{8} + \frac{3}{16}P_5\,l_5\right)$$
$$= \frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6\cdot 3{,}5^2}{8} + \frac{3}{16}\,6{,}0\cdot 3.5\right) = -3{,}4 \text{ tm};$$

$M_{b_5} = 0.$

Die errechneten Momente sind in der Abb. 14 eingetragen; danach ergeben sich für die Träger 1 bis 5 folgende absolute Größtmomente und Querschnitte:

Abb. 15.

Träger 1: $M_{max} = M_{a_2} = 5{,}02 \text{ tm} = 502{,}0 \text{ tcm}$;
vorhanden 1 I 26 mit $W_x = 442 \text{ cm}^3$;

$$\sigma = \frac{502{,}0}{442} = 1{,}14 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 2: $M_{max} = M_{x_{m_2}} = M_{0_{m_2}} - \left(\frac{M_{a_2} + M_{b_2}}{2}\right)$

$$= \frac{3{,}0 \cdot 2{,}0 + 4{,}0 \cdot 3{,}5}{7{,}0} 3{,}5 + \frac{0{,}6 \cdot 7{,}0^2}{8} - \left(\frac{5{,}02 + 5{,}95}{2}\right)$$

$$= 8{,}19 \text{ tm} = 819{,}0 \text{ tcm}$$

(die Feldmomente können nach Abb. 14 auch in einfacher Weise zeichnerisch ermittelt werden); vorhanden 1 I 30 mit $W = 653 \text{ cm}^3$;

$$\sigma = \frac{819{,}0}{653} = 1{,}26 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 3: $M_{max} = M_{b_2} = 5{,}95 \text{ tm} = 595{,}0 \text{ tcm}$;
vorhanden 1 I 26 mit $W_x = 442 \text{ cm}^3$;

$$\sigma = \frac{595{,}0}{442} = 1{,}35 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 4: $M_{max} = M_{a_5} = 3{,}4 \text{ tm} = 340{,}0 \text{ tcm}$;
vorhanden 1 I 22 mit $W_x = 278 \text{ cm}^3$;

$$\sigma = \frac{340{,}0}{278} = 1{,}22 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 5: $M_{max} = M_{x_{m_5}} = M_{0_{m_5}} - \frac{M_{a_5}}{2}$

$$= \frac{0{,}6 \cdot 3{,}5^2}{8} + \frac{6{,}0 \cdot 3{,}5}{4} - \left(\frac{3{,}4}{2}\right) = 4{,}47 \text{ tm} = 447{,}0 \text{ tcm};$$

vorhanden 1 I 24 mit $W = 354 \text{ cm}^3$:

$$\sigma = \frac{447{,}0}{354} = 1{,}26 \text{ t/cm}^2.$$

Bei der weiteren Bestimmung: „Die konstruktive Durchbildung und Ausführung derartiger Trägeranschlüsse darf nur von als zuverlässig geltenden Baufirmen und bei ständiger Überwachung der Bauausführung durch geeignete Ingenieure vorgenommen werden" ist die Forderung der ständigen Überwachung sehr zu unterstreichen und eine unbedingte Notwendigkeit: Jeder einzelne Trägeranschluß ist von einer geeigneten Persönlichkeit dahin zu prüfen, daß die Zug- und vor allem die Druckplatten vorschriftsmäßig angebracht sind; keinesfalls darf man sich allein auf den Richtmeister verlassen. Daß „nur von als zuverlässig geltenden Baufirmen" die neue Trägerbauweise angewendet werden darf, ist ja an und für sich sehr richtig, aber darf man sich die Frage erlauben, welche Baufirmen als unzuverlässig gelten? Welche Behörde kann diese schwarze Liste aufstellen?

Am Schlusse sollen für den neuen Trägerbau noch einige konstruktive Ausführungen gegeben werden. In Abb. 15 sind verschiedene Trägeranschlüsse dargestellt. Bei den Ausführungen a bis d liegen die Deckenträger mit Oberkante und bei den Ausführungen e bis f mit Unterkante bündig. Bei der Eigenart der Trägeranschlüsse ist es am günstigsten, sämtliche Träger, Deckenträger wie Unterzüge, mit der Oberkante in gleiche Höhe zu legen.

Abb. 15a zeigt den normalen Anschluß beigleichen Deckenträgern. Bei Ermittlung der Zugplatte nimmt man — wie bereits vorher näher ausgeführt — als erforderlichen Nutzquerschnitt den Nutzquerschnitt des Trägerflansches an. Als erforderlichen Schaftquerschnitt der die Zugkraft übertragenden Schrauben ist das 1,5 fache des erforderlichen Nutzquerschnittes der Platte zu nehmen, denn bei einer zulässigen Beanspruchung der Träger von 1200 bzw. 1400 kg/cm² ist die zulässige Beanspruchung der Schrauben auf Abscheren $\frac{1200}{1{,}5} = 800$ bzw. $\frac{1400}{1{,}5} = 933 \text{ kg/cm}^2$. Beispielsweise wird bei einem Trägerstoß I 24 der erforderliche Nutzquerschnitt der Platte (Bohrung 1,7 cm):

$$F_n = 10{,}6 \cdot 1{,}31 - (2 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}31) = 9{,}44 \text{ cm}^2.$$

Vorhanden eine Platte 11,0 · 1,3 mit einem Nutzquerschnitt

$$F_{n_1} = 11{,}0 \cdot 1{,}3 - (2 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}3) = 9{,}88 \text{ cm}^2.$$

Der erforderliche Schaftquerschnitt der Schrauben:

$$f = 1{,}5\, F_n = 1{,}5 \cdot 9{,}44 = 14{,}2 \text{ cm}^2.$$

Vorhanden acht Schrauben von 5/8″ Ø mit einem Schaftquerschnitt:

$$f_1 = 8 \cdot 1{,}978 = 15{,}8 \text{ cm}^2.$$

Zur Ausführung der Druckplatten ist auch das Vorangehende zu vergleichen. Der Träger ist unbedingt glatt und genau winkelrecht zu schneiden oder zu fräsen, falls man nicht schweißen will. Der Zwischenraum zwischen Trägerkante und Unterzugsteg, der etwa 10 mm beträgt, wird durch Paßplatten von verschiedener Dicke ausgefüllt, die fest einzukeilen sind.

Abb. 15b veranschaulicht den Anschluß bei ungleichen Trägerhöhen bis zu einem Höhenunterschied von 40 mm. Die Druckkraft im unteren Flansch des kleineren Trägers wird in die angenieteten Platten gebracht, die so stark zu bemessen sind, daß Unterkante Platte gleich Unterkante des benachbarten Trägers ist. Bei Anwendung mehrerer Plattenteile sind die einzelnen Platten treppenförmig herauszuziehen und besonders anzuschließen.

Die Abb. 15c und 15d zeigen Anschlüsse bei ungleichen Trägerhöhen mit einem Höhenunterschied von 50 mm und mehr. Die Druckkraft wird hier durch zwei Winkeleisen in den größeren Deckenträger geleitet. In diesem Fall ist nicht der Träger, sondern es sind die Winkeleisen glatt und winkelrecht zu schneiden oder zu fräsen. Die Winkeleisen stehen etwa 2 bis 5 mm über die Trägerkante hinaus.

Tabelle 3. Normalien für Zugplatten.

Anwendung bei ungleichen I-Trägern

Normalplatte gemäß kleinstem I-Träger

σ_{zul} für die I-Träger 1200 bzw. 1400 kg/cm². σ_{zul} für die Schrauben 800 bzw. 933 kg/cm².
Normalien gelten für $\sigma = 1200$ und 1490 kg/cm².

Querschnitt I	Abb. Nr.	Lochdurchmesser	Nutzquerschnitt eines Flansches	Zugplatte				Erforderlicher Schaftquerschnitt	Schrauben				Schraubenabstände					Querschnitt I
				Breite	Stärke	Länge	Nutzquerschnitt		Durchmesser	Anzahl für einen Träger	Länge	Vorh. Schaftquerschnitt						
		d	F_n	b	δ	l	F_{1n}	f		n	l_1	f_1	w	p	e	g	k	
		mm	cm²	mm	mm	mm	cm²	cm²	Zoll		mm	cm²	mm	mm	mm	mm	mm	
18	II	14	5,62	90	10	a + 370	6,20	8,43	½	8	45	10,1	44	23	45	25	a + 50	18
20	I	17	6,33	90	12	a + 340	6,72	9,50	⁵⁄₈	6	50	11,9	44	23	55	30	a + 60	20
22	I	17	7,81	100	12	a + 340	7,92	11,7	⁵⁄₈	6	50	11,9	52	24	55	30	a + 60	22
24	II	17	9,44	110	13	a + 450	9,88	14,2	⁵⁄₈	8	50	15,8	56	27	55	30	a + 60	24
26	I	20	10,3	120	13	a + 380	10,4	15,5	¾	6	55	11,9	58	31	60	35	a + 70	26
28	II	20	12,0	120	16	a + 500	12,8	18,0	¾	8	60	22,8	62	29	60	35	a + 70	28
30	II	20	13,8	130	16	a + 500	14,4	20,7	¾	8	60	22,8	64	33	60	35	a + 70	30
32	III	20	15,7	140	16	a + 620	16,0	23,6	¾	10	60	28,5	70	35	60	35	a + 70	32
34	III	20	17,7	160	16	a + 620	19,2	26,6	¾	10	65	28,5	74	43	60	35	a + 70	34
36	II	23	18,9	170	16	a + 580	19,8	28,4	⁷⁄₈	8	70	31,2	74	48	70	40	a + 80	36
38	III	23	21,1	180	16	a + 720	21,4	31,7	⁷⁄₈	10	70	38,7	80	50	70	40	a + 80	38
40	III	23	23,5	170	20	a + 720	24,8	35,3	⁷⁄₈	10	75	38,7	84	43	70	40	a + 80	40
42½	II	26	25,5	180	20	a + 660	25,6	38,3	1	8	80	40,5	86	47	80	45	a + 90	42½
45	III	26	28,7	200	20	a + 820	29,6	43,1	1	10	80	50,7	92	54	80	45	a + 90	45
47½	III	26	32,2	220	20	a + 820	33,6	48,3	1	10	80	50,7	96	62	80	45	a + 90	47½
50	IV	26	35,9	240	20	a + 980	37,6	53,9	1	12	80	60,8	100	60	80	45	a + 90	50
55	V	26	44,4	280	20	a + 1140	45,6	66,6	1	14	85	70,9	110	85	80	45	a + 90	55

Die Abb. 15e und 15f stellen Anschlüsse dar, wenn ungleich hohe Träger unten bündig liegen. Die Ausführung nach Abb. 15e ist bis zu einem Höhenunterschied von 100 mm maßgebend; die Ausführung nach Abb. 15f bei einem Unterschied von 120 mm und mehr. Bei der letzteren Ausführung ist zu beachten, daß der Schraubenanschluß der][-Eisen an den oberen Flansch des Trägers außer auf Abscheren auch noch durch ein Biegungsmoment beansprucht wird; dasselbe ist gleich der durch die Platte übertragenen Zugkraft, multipliziert mit dem Höhenunterschied.

Abb. 15g zeigt endlich einen Anschluß, bei dem die Deckenträger auf dem Unterzug oder auf einem Stützenbock ruhen. Um die teilweise Einspannung und damit das geringere Stützmoment zu erzielen, darf der Träger keinesfalls ungestoßen durchlaufen, er ist vielmehr gemäß der Abbildung nachgiebig zu stoßen. In einem solchen Falle ist auch die Nietschwächung des Trägers zu beachten.

In Tabelle 3 sind Normalien für Zugplatten zusammengestellt.

ER AUFZUGTURM UND DIE ELEKTRISCHE TURMFÖRDERANLAGE DES WESTFALIASCHACHTES IN DORTMUND.

Von Oberingenieur Zoellner, Dortmund.

Die immer weiter fortschreitende Verwendung der Elektri-
ität für den Antrieb der Förderung läßt für das Wahrzeichen
es Bergbaues, das Fördergerüst, eine grundlegende Umgestaltung
rwarten, die sich bereits als Übergang vom Strebengerüst zur Turmförderanlage zu vollziehen beginnt. Derartige Turmförderanlagen sind an sich keine Neuschöpfungen, sondern schon in Ausführungen für Dampfmaschinenantrieb gebaut[1]). Ihre Hauptvorteile liegen in dem Gewinn wertvollen Platzes, der sonst vom Maschinenhaus und der Strebe des Gerüstes beansprucht wird, für den Zechenbetrieb und — bei gut ausgewuchteter Maschine — in einem außerordentlich ruhigen Gang der Förderung, da die aus dem Durchhang des Seiles beim Strebengerüst herrührenden Seilschwingungen fortfallen.

Abb. 1. Turmgerüst während der Montage.

Abb. 2. Ansicht des fertigen Gerüstes.

Querschnitt. Längsschnitt.

Abb. 3 u. 4. Förderturm.

Die Vorbedingung für die allgemeine Einführung der Turmförderung ist jedoch erst geschaffen durch die gedrungene Bauart der elektrisch angetriebenen Maschinen, ihr geringes

[1]) Vgl. Bauingenieur 1922, S. 16.

Gewicht und ihre vollkommene Auswuchtung, da hin- und hergehende bewegte Teile ganz entfallen.

Ein Beispiel eines solchen Baues — und zwar mit Ausführung des Traggerüstes in Eisenkonstruktion — gibt die nachstehende Beschreibung der Turmförderung des Westfaliaschachtes.

Die Anlage hat den Zweck, einen seit Jahren auf dem Gelände der Dortmunder Union befindlichen Wetterschacht der Zeche Tremonia, den Westfaliaschacht, der eine günstige Lage zu den Wohnstätten der Belegschaft hat, für die Seilfahrt nutzbar zu machen. Gleichzeitig sollen mit ihr die auf der Hütte entfallenden Schlacken als Bergeversatz heruntergeschafft sowie gelegentlich auch Kohlen gefördert werden können. Dem Bergeversatz dient die Rasenhängebank, für die Förderung ist auf Ordinate + 5,00 eine besondere Hängebank vorgesehen.

Abb. 5. Grundriß der Seilscheibenbühne.

Abb. 6. Grundriß der Maschinenbühne.

Für die Wahl der Turmförderung war die Rücksichtnahme auf die Platzverhältnisse bestimmend. Wie aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich, befindet sich der Schacht unmittelbar neben den Werkstätten der Union; das Schachtgerüst mußte daher mit dem denkbar geringsten Platz auskommen. Der Zugang zur Waschkaue befindet sich unterirdisch in einem auf Ordinate — 15,67 gelegenen Tunnel.

Die Förderung reicht bis zur 700 m-Sohle; die Förderschalen sind zweistöckig und nehmen je 2 Wagen auf. Die größte Belastung eines Fördertrummes aus Nutzlast beträgt 16 680 kg, die Seilbruchlast 131 320 kg. Die Förderung erfolgt mit 12 m Geschwindigkeit.

Der Förderturm, der auf Abb. 3 und 4 in Quer- und Längsschnitt dargestellt ist, hat die Systemmaße $11,26 \times 7,76$ m. Aus der Höhe der Hängebank sowie den Maßen für die Aufhängung des Korbes + Überfahrweg ergibt sich die Lage der ersten Bühne auf Ordinate + 19,500. Diese Bühne (siehe Abb. 5) trägt die zur Distanzierung der beiden Fördertrumme erforderliche Umlenkrolle. Die Treibscheibe liegt in Höhe + 25,180 auf der Maschinenbühne (Abb. 6).

Die Fördermaschine wird durch einen Gleichstrom-Nebenschlußmotor von $\pm$ 500 Volt Spannung angetrieben. Den Gleichstrom für diesen Motor liefert ein Steuerumformer, der ebenfalls im Turm, jedoch auf der Seilscheibenbühne aufgestellt ist. Der Antriebsmotor des Umformeraggregates (Leistung 480 kW) arbeitet mit Drehstrom von 5000 Volt, 50 Perioden. Antriebs- und Umformeraggregat zeigen die Lichtbilder 7 und 8 im einzelnen. Auf Abb. 7 ist neben dem Umformermotor noch die Gleichstromerregermaschine zu sehen, die für den Fördermotor und die Anlaßdynamo die Fremderregung zu liefern sowie die Hilfsapparate zu speisen hat.

Abb. 7. Seilscheibenbühne mit Umlenkrolle und Umformeraggregat.

Abb. 8. Maschinenbühne mit Treibscheibe und Antriebsmaschine.

Der Fördermotor treibt durch ein in einem Gußeisengehäuse vollkommen eingekapseltes Zahnradvorgelege (Übersetzung 1:6,61) die Köpescheibe von 5 m Dmr., um die das Seil einmal

vollkommen herumgeschlungen ist. Die Köpescheibe hat auf beiden Seiten einen kräftigen Bremsring, auf den die Bremsbacken wirken, die durch eine Druckluft-Betriebs- und -Sicherheitsbremse mit Gewichtsnotbremse betätigt werden.

Die Gestänge dieser Bremse sind auf einer auf Ordinate + 22,680 zwischen der Maschinen- und der Umlenkrollenbühne liegenden Zwischenbühne verlagert.

Die Steuerung der Maschine erfolgt derart, daß durch einen von dem Fördermaschinisten bedienten Nebenanschlußregulierwiderstand (Steuerapparat) in der Anlaßdynamo ein Strom erzeugt wird, der auf den Fördermotor wirkt und diesem die seiner Spannung entsprechende Umdrehungszahl und die der Stromrichtung entsprechende Drehrichtung gibt. Jedem einzelnen Ausschlag des Steuerhebels nach vorwärts oder rückwärts entspricht eine bestimmte Spannung und ein Strom bestimmter Richtung in dem Anker der Anlaßmaschine (Dynamo). Da der Antriebsmotor der Fördermaschine ein Gleichstromnebenschlußmotor mit Fremderregung ist, der bekanntlich unabhängig von seiner eigenen Belastung ist, da bei ihm die Umdrehungszahl pro Zeiteinheit praktisch ausschließlich von der Größe der dem Anker zugeführten Spannung, die Drehrichtung von der Stromrichtung im Anker abhängt, ist damit Richtung und Geschwindigkeit der Förderung eindeutig festgelegt.

Der Förderkorb wird von einem besonderen Gerüst geführt, das auf zwei über den Schacht gelegten Schachtträgern aufsteht. Die Hubhöhe des Korbes ist in üblicher Weise durch Prellträger begrenzt. Das ganze Turmfördergerüst ist oberhalb der Hängebank ½ Stein stark ausgemauert. Die Anordnung der Eisenkonstruktion, die aus den Abb. 3—6 im einzelnen zu ersehen ist, ist so getroffen, daß die Verbände innerhalb des Eisenfachwerkes liegen, dessen ruhige Wirkung also nirgends störend beeinträchtigen. Der unten offene Teil des Gerüstes ist durch eine Rahmenkonstruktion versteift, so daß die Rasenhängebank von allen Seiten gut zugänglich ist. Auf der einen Seite durchdringt, wie Abb. 2 zeigt, die Treibscheibe die Außenwand des Turmes, hiermit die Anordnung der Windverbände komplizierend. Die Scheibe ist hier durch eine Blechkappe verkleidet. Die Bühnen sind massiv, Seilscheiben- und Maschinenbühne sind mit einem Plattenbelag abgedeckt.

Die Bekrönung des Turmes bildet das Maschinenhaus, dessen Wände nach jeder Seite um rd. 1 m über den Turmunterbau vorspringen. Nach außen kragt von der Maschinenbühne außerdem noch ein Arbeitssteg von 0,75 m Breite vor. Der Hauptkonstruktionsteil ist hiermit wirkungsvoll herausgehoben, was noch durch die von der Gliederung des Turmes abweichende Austeilung der Fenster unterstützt wird.

Das Maschinenhaus ist mit einem Montagekran von 5 t Tragfähigkeit ausgestattet; zum Hochziehen von Lasten von der Rasenhängebank haben sämtliche Bühnen je eine Montageöffnung von $1,7 \times 3,7$ m² Fläche erhalten, die mit abnehmbaren Klappen aus Riffelblech verschlossen sind.

Der ganze Bau ist, entsprechend den Anforderungen, die der Ruhrkohlenbergbau zu stellen gewohnt ist, sehr solide durchgebildet. Da er über einem ausziehenden Schacht steht, ist das Führungsgerüst in üblicher Weise luftdicht verkleidet. Die Querschnittsbemessung trägt den neuesten ministeriellen Vorschriften Rechnung. Als Höchstbeanspruchung ist unter Einrechnung des Seilbruchs 1500 kg/cm² zugelassen. Das Gewicht der Eisenkonstruktion beträgt 178 t.

Von Interesse ist es, diesen Bau mit einem normalen Strebengerüst zu vergleichen, dessen Gewicht für die gleiche Gerüsthöhe bei den gleichen Konstruktionsgrundsätzen und der gleichen Ausrüstung vorsichtig auf etwa 75—80 t veranschlagt werden kann. Um den Vergleich richtigzustellen, ist von dem Gewicht der Turmförderanlage jedoch noch das Gewicht der Hängebank mit rd. 20 t abzuziehen.

Es stehen demnach den 75—80 t des Strebengerüstes rd. $178 - 20 = 158$ t Gewicht des Förderturmes gegenüber. Das hier behandelte Beispiel ist jedoch insofern für die Turmförderung besonders ungünstig, als die örtlichen Verhältnisse dazu zwangen, die Maschinenanlage einseitig in eine Ecke zu legen, die Belastung also in der Hauptsache auf einen Wandstiel konzentriert wird. Da die vier Pfosten des Gerüstes aus konstruktiven Gründen gleich ausgeführt sind, ist hierdurch ein Mehraufwand für sie von rd. 6 t entstanden; das Turmgerüst wäre also normalerweise um etwa 75 t schwerer als das Strebengerüst ausgefallen.

Als Ersparnisse bei der Turmförderung sind zu rechnen der Fortfall einer Seilscheibe, die Verkürzung der Seillänge und insbesondere das Entfallen des besonderen Maschinenhauses mit den kostspieligen Maschinenfundamenten, so daß die Gesamtkosten des baulichen Teiles sich trotz des erhöhten Gewichtes des Turmes nicht höher stellen dürften als bei einem Strebengerüst.

Die Ausführung der Anlage erfolgte in den Jahren 1923/24 durch die Siemens-Schuckert-Werke (elektrische Ausrüstung), die Friedrich-Wilhelms-Hütte in Mülheim-Ruhr (maschineller Teil) und die Brückenbauanstalt der Dortmunder Union (Eisenkonstruktion). Sie ist seit Beginn dieses Jahres im Betrieb und arbeitet zur völligen Zufriedenheit. Insbesondere sei erwähnt, daß der Bau vollkommen frei von Erschütterungen und Schwingungen ist. Diese Feststellung eines Ergebnisses, das an sich als selbstverständlich erscheint, soll hier deshalb besonders hervorgehoben werden, weil häufig in Bergbaukreisen das Bedenken anzutreffen ist, daß die Eisenkonstruktion für eine Turmförderanlage zu elastisch sei.

DER WETTBEWERB UM DEN ENTWURF DER FRIEDRICH-EBERT-BRÜCKE ÜBER DEN NECKAR IN MANNHEIM[1]).

Von Karl Bernhard, Berlin.

I. Einleitung.

An einer für unser Vaterland bedeutsamen Stelle, dort, wo Neckar und Rhein sich vereinen, in der schönen, durch Handel und Industrie emporgeblühten Stadt Mannheim, sind in den letzten Jahrzehnten Straßenbrücken über den Neckar erbaut und geplant, welche in der Entwicklung der deutschen Brückenbaukunst eine hervorragende Rolle spielen. Deshalb verdient der letzte, im Juni d. J. entschiedene Brückenwettbewerb in Mannheim die Aufmerksamkeit der Fachwelt. Es handelt sich um die dritte Straßenbrücke über den Neckar, welche zu Ehren des verstorbenen ersten deutschen Reichspräsidenten den Namen Friedrich-Ebert-Brücke tragen soll.

Die technische Aufgabe ist nahezu in den drei Fällen die gleiche. In der Zeitschrift des VDI. 1901 und 1902 habe ich ausführlich den vor 25 Jahren ausgeschriebenen Wettbewerb der zweiten Neckarbrücke, der Jungbuschbrücke, behandelt. Bei dem jetzigen Wettbewerb kann ich darauf Bezug nehmen, auch auf die bildlichen Darstellungen, besonders auf die dabei dargestellten Wettbewerbe für die erste Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim, die Friedrichsbrücke, welcher im Jahre 1887 stattfand. Sie diente als Ersatz der 1842 bis 1845 von Wendelstadt erbauten Kettenbrücke. Das somit geschichtlich gewordene Brückenbild sollte damals durch Erbauung einer Balkenbrücke, deren Obergurt nach einer Art Kettenlinie verlief, erhalten werden. Diese Bauart ist eine Zeitlang für die schönheitliche Ausbildung der durchgehenden Balken mit Gerbergelenken vorbildlich geworden, besonders bei Brücken, wo die Mittelöffnung etwa doppelt so weit war wie die Seitenöffnungen. Von 11 Entwürfen waren 1887 die beiden ersten Preise in die Gruppe der Gerberbalken, zu der 4 Entwürfe

[1]) Dieser Aufsatz erscheint als Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin W 9.

gehörten, gefallen, der dritte Preis in die Gruppe der durchgehenden Balken, beide Gruppen mit kettenförmigen Obergurten.

Beim zweiten Wettbewerb aus dem Jahre 1901 waren 18 Entwürfe eingelaufen; die beiden ersten Preise fielen in die Gruppe der Zweigelenkbogen, zu der 4 Entwürfe gehörten. Gerberbalken waren in 7 Entwürfen vertreten; der dritte und vierte Preis fiel auf Entwürfe, welche eine Verbindung von Bogen mit Zugband aufwiesen. Man konnte damals feststellen, daß der Sieg des einfachen Zweigelenkbogens über den hochgelegenen Bogen mit Zugband und besonders über die Bauart mit nach der Kettenlinie gekrümmten Obergurten aus schönheitlichen Gründen besonders auch in Beziehung zur bestehenden Friedrichsbrücke errungen war. Schüchtern trat auch unter den zur engeren Wahl vorgedrungenen ein viel beachteter Entwurf hervor, bei dem die Brücke ganz aus Betongewölben mit drei Gelenken gedacht war.

Eine zusammenfassende Übersicht sämtlicher Gewichte und Kosten für den vorliegenden dritten wie beim zweiten Wettbewerb kann nicht vorgeführt werden. Erst am 2. Juli d. J. brachten norddeutsche Zeitungen den Entscheid des Preisgerichtes vom 20. Juni, worin mitgeteilt wurde, daß die Ausstellung der Entwürfe bereits am 5. Juli geschlossen, also für die Schriftleitung nicht mehr erreichbar war, um die 37 eingegangenen Hauptentwürfe, wie sonst bei Wettbewerben üblich, zu studieren und zu gruppieren. Ein großer Teil der Verfasser hat das gesamte Material dem „Bauingenieur" zur Verfügung gestellt, wodurch überhaupt eine unbefangene Darstellung des Wettbewerbes möglich gemacht worden ist. Durch die Freundlichkeit eines der Preisrichter ist mir das vom Tiefbauamt gemachte Verzeichnis der eingegangenen Entwürfe noch nachträglich zugestellt. Demzufolge sind einschließlich Nebenlösungen 39 Entwürfe eingegangen, von denen 18 Eisenbetonbau, die übrigen 21 Entwürfe Eisenbau zugrunde legten. 18 Entwürfe sind vorhanden, bei denen die Mittelöffnung durch Bogen über der Fahrbahn überspannt sind und bei 17 in den Seitenöffnungen das Tragwerk unter der Fahrbahn liegt. Davon überbrücken 7 Eisenbetonentwürfe die Mittelöffnung mit Melanbogen. Die übrigen 10 sind reine Eisenbauten, und zwar sind fünf solche mit durchlaufenden Balken und Stabbogen in der Mitte und fünf Bogen mit Zuggurten in der Mittelöffnung, die in die Balken der Seitenöffnungen übergehen (System Treskowbrücke), während ein Entwurf einen Fachwerkbogen von Ufer zu Ufer aufweist, der in der Mittelöffnung durch einen Stabbogen unterstützt wird. Blechträger unter der Fahrbahn bzw. nicht über Geländerhöhe ragend — hierzu gehört der mit dem ersten Preis gekrönte Entwurf — hatten vier Entwürfe zugrunde gelegt. Ferner sind eingereicht: drei versteifte Hängebrücken, welche die Programmbedingungen genau erfüllten, und vier Melanbogen unter der Fahrbahn, die sich mehr oder weniger von den Bedingungen freigemacht hatten.

Nur für 8 Eisenbauten waren, wie verlangt, bindende Angebote eingegangen. Alle übrigen hatten, bis auf einen, wohl Kostenanschläge, aber nicht in bindender Form. Bei einzelnen fehlte der Kostennachweis und die statische Berechnung überhaupt. In der nachstehenden Zusammenstellung sind die ersteren aufgeführt, von denen zwei den Fahrbahnscheitel 24 bzw. 63 cm höher gelegt haben als nach den Wettbewerbsbedingungen zulässig. Die Eisenbetonentwürfe legen den Scheitel vielfach noch höher und tauchen die Kämpfer 3 m und mehr in das Hochwasser ein.

Für die vorliegende Aufgabe ist also der Eisenbau doch wohl als die geeignetste und wirtschaftlich sicherste Bauart anzuerkennen. Hierbei ist der vollwandige durchlaufende Blechbalken unter der Fahrbahn und nicht über Geländerhöhe emporragend aus schönheitlichen Gründen bevorzugt, obwohl er teurer und biegsamer ist als andere Bauarten, die Tragwerksteile über Geländerhöhe aufweisen. Das Nähere hierüber wird die nachfolgende Besprechung darlegen.

Wettbewerbsentwürfe mit bindenden Angeboten.

Lfde. Nr.	Kennwort	Baustoff des Überbaues	Bauart des Überbaues	Stützweiten m	m	m	Gründung	Kosten RM.	
1.	„Freier Blick" II	Flußstahl 37	Durchlaufende Träger unter der Fahrbahn	59,00	80,00	59,00	Eiserne Senkkästen für Pfeiler-Widerlager	1828600	
2.	„Freier Uferblick"	Baustahl 48	Vollwandiger Bogen mit Zugband in der Mitte, vollwandiger Blechträger in den Seiten	47,52	102,96	47,52	Pfeiler: Senkkasten. Widerlager: Spundwände	1773000	II. Preis
3.	„Flachbrücke"	Baustahl 48	Blechbalkenbrücke als Gerberträger neben der Fahrbahn	55,62	86,52	55,62	Pfeiler: Eisenbeton-Senkkasten. Widerl.: Eiserne Spundwände	1690000	I. Preis
4.	„Freie Fahrbahn"	Baustahl 48	Wie vor, außerhalb der Gehwege	57,6	82,2	57,6	Pfeiler u. Widerlager zwischen Spundwänden	1642610	Brückenmitte 24 cm höher gelegt
5.	„Blechbogen"	Baustahl 48	Mitte: Stabbogen mit Zugband und Kragarm und Blechträger in den Seiten	48,00	100,00	48,00	Pfeiler u. Widerlager zwischen Spundwänden	1590328	
6.	„Kraft und Schönheit"	Baustahl 48	Hängebrücke mit vollwandigem Versteifungsträger, Kette aus hochkantigen Flacheisen mit Bolzen	40,00	120,00	40,00	Pfeiler u. Widerlager: Brunnengründung	1530000	
7.	„Bonito"	Flußstahl 37	Durchlaufende vollwandige Blechträger unter der Fahrbahn	58,5	8,00	58,5	Pfeiler u. Widerlager: Senkkasten	1435000	Angekauft
8.	„Von Ufer zu Ufer"	Baustahl 48	Bogenfachwerk von Ufer zu Ufer in der Mitte durch Stabbogen gestützt	49,3	98,6	49,3	Pfeiler: Eiserne Senkkasten Widerl.: Eiserne Spundwand	1340925	

II. Das Wettbewerbsverfahren.

Bezüglich der allgemeinen Lage sei bemerkt, daß die erste Neckarbrücke, die Friedrichsbrücke, im Zuge der Hauptverkehrsader liegt, welche die Stadt mitten durchquert. Vom Schloß ausgehend, führt sie zur Neckarvorstadt, wo sich die Ausbreitung der Stadt entwickelt, somit also eine überragende verkehrstechnische und stadtbauliche Bedeutung hat. Die zweite Neckarbrücke, die Jungbuschbrücke, liegt 1 km unterhalb der Friedrichsbrücke in der Nähe der Mündung des Neckars in den Rhein und der Mannheimer Hafenanlagen. Die Errichtung der dritten, der Friedrich-Ebert-Brücke, soll im Zuge der Renz- und Kronprinzenstraße, 0,75 km oberhalb der Friedrichsbrücke, erfolgen. Ihre Brückenachse ist festgelegt, ebenso der Gesamtabstand der Widerlagerfluchten mit 196 m, die Mindestentfernung der beiden zulässigen Mittelpfeiler mit 80 m, so daß diese auf dem Vorlande zu stehen kommen; ferner ist festgelegt die Gründungstiefe der Mittelpfeiler auf + 79,80 bei einer zulässigen Bodenpressung von 5,5 kg/cm², der Widerlager 5 m höher auf + 84,80 bei 4,5 kg/cm² Bodenpressung. Ferner ist eine 11,10 m breite Fahrbahn mit beiderseitigen Gehwegen von je 3,5 m verlangt. In der Mitte der ersteren sollen zwei Gleise für die städtische Straßenbahn und für die Personen- und Güterzüge der oberrheinischen Eisenbahngesellschaft von 1 m Spur verlegt werden. Ein Längenprofil legt die Steigungsverhältnisse fest mit dem Bemerken, „daß wesentliche Änderungen" nicht erwünscht seien. Die beiderseitigen Neigungen 1 : 70 sind auf 58,66 m Länge durch eine Parabel in der Mitte verbunden. Es wäre wohl von vornherein wirtschaftlich und zweckmäßig gewesen, etwas mehr Höhe zur Verfügung zu stellen, da die Grenze für Holzpflaster 1 : 40 ist und eine so lange Übergangsparabel wie hier vorgeschrieben überflüssig ist. Namentlich sind dem neuzeitlichen Schnellverkehr bei der Beurteilung gewisse Zugeständnisse gemacht. Dann könnte aber diese Brücke zweifellos viel stärkere Steigungen vertragen, wie auch aus den Mitteilungen der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau (vgl. D. Bztg. 1925, S. 130) hervorgeht. Nach den Bedingungen ist jedoch der Scheitel der Brückenfahrbahn auf + 99,81 festgelegt, während die Konstruktionsunterkante in der 40 m breiten Schiffsdurchfahrt nicht unter + 97,50 liegen darf; das HW steigt bis 95,597. Demzufolge sind in der Brückenmitte nur rd. 4,20 m als Höhe zwischen Hochwasser und Brückenscheitel verfügbar, während bei der Jungbuschbrücke diese Höhe über die Hälfte mehr betragen hat. Die übrigen technischen Wettbewerbsbestimmungen beziehen sich auf die Überführung zahlreicher großer Wasser- und Gasrohre sowie eines bekriechbaren Raumes von 1 m Breite und 1,10 m Höhe zum Aufhängen von Starkstromkabel. Die Belastungsannahmen für die statische Berechnung, die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe und sonstigen Angaben bewegen sich in den üblichen Bahnen.

Die preisgekrönten und angekauften Entwürfe, heißt es ferner in den Bedingungen, gehen in das Eigentum der Stadt über, ohne daß Verfasser Anspruch auf die weitere Bearbeitung des Entwurfes hat, vielmehr die Stadt berechtigt sei, die in ihr Eigentum übergegangenen Entwürfe der Ausführung zugrunde zu legen und die Vergebung der Arbeiten im engeren oder öffentlichen Wettbewerb auszuschreiben. Im Gegensatz zu den für Architekten üblichen Ideen-Wettbewerben hat also der Bauingenieur keinen Anspruch mehr auf Ausarbeitung seines der Ausführung zugrunde gelegten Entwurfes. Dies ist eine Härte, die nachträglich nur scheinbar gemildert worden ist durch die Erklärung der Stadt, daß dem Verfasser des der Ausführung zugrunde gelegten Entwurfes die Möglichkeit für dessen weitere Ausarbeitung geboten werden soll, ohne daß die Stadt eine Verpflichtung hierzu übernimmt. Dies ist rechtlich und praktisch natürlich für den Verfasser ungefähr dasselbe. Die Sachlage ist nicht sehr einfach, falls die Bauherrin sich aus verschiedenen Entwürfen etwas für die Ausführung herausholt und in den eigenen Bauämtern den Entwurf unter Ausschluß des Entwurfsverfassers weiter bearbeitet. Aber bei gutem Willen und wenn in zukünftigen Fällen die Verbände dabei etwas mitzusprechen sich vorbehielten, ließe sich diese Klippe umgehen. Endlich verlangt der Wettbewerb Kostenberechnungen und bindende Angebote. Wie in der Einleitung erwähnt, sind nur 8 Eisenbauentwürfe mit bindenden Angeboten eingereicht, alle übrigen nur mit Kostenanschlägen ohne bindende Kraft. Da von den bindenden Angeboten erst nach der Preisverteilung Gebrauch durch die Stadt gemacht werden sollte, scheint den Kostenberechnungen im Wettbewerb gar keine Rolle zugewiesen worden zu sein. Sie können doch von den bindenden Angeboten ehrlicherweise nicht abweichen. Massenberechnungen müssen also vorausgehen, ebenso Bearbeitung von Einzelheiten, Gerüsten und Transportanlagen.

Die Wettbewerbforderungen über einzureichende Berechnungen und Zeichnungen übergehen die statischen Berechnungen, während weitere ausführliche Grundlagen eingehende statische Angaben enthalten. Selbstverständlich dürfen statische Berechnungen nicht fehlen, sie bilden einen wesentlichen Bestandteil des Entwurfes, den die Preisrichter, wie es bei Wettbewerben stets der Fall ist, daraufhin mindestens zu prüfen haben, ob die Ausführbarkeit und Kostenberechnungen genügend gesichert sind. Das Fehlen jeglicher statischer Berechnung mußte bei dem vorliegenden Falle einen Brückenentwurf als unprüfbar außer Wettbewerb stellen. Ausführlichere Angebots- und Ausführungsbestimmungen, welche z. T. noch in die Wettbewerbsbedingungen gehörige wichtige technische Ergänzungen für die Konstruktion enthalten, lassen folgern, daß Angebote, sowohl in Flußeisen, als auch in Baustahl 48 einzureichen sind, daß der Anbieter — und das muß erwähnt werden — sich verpflichtet, „die Massen und Gewichte als bindend anzusehen, derart, daß er für Mehrleistungen keine Vergütung erhält". Das geht doch zu weit. Eine solche Verquickung von Entwurfsarbeit des Bauingenieurs und Kalkulationsarbeit des Bauunternehmers sollte bei Aufgaben vorliegender Art dann doch lieber ganz vermieden werden und die Ausschreibung nur als reiner Ideenwettbewerb vor sich gehen. Die beteiligten Baufirmen sehen sich bei der Form dieses Ausschreibens gezwungen, die Entwürfe nicht bloß der in Aussicht stehenden Lorbeeren, sondern des Bauauftrages wegen zu bearbeiten und zu veranschlagen. Viel unnötige und unbeachtet liegen gebliebene Arbeit ist damit vertan, wenn nicht auch die wirtschaftliche Seite mit in die Wagschale fällt. Das Preisgericht hätte die Unterlagen des Wettbewerbs sicher vorher dahin zu prüfen gehabt, daß nur solche Arbeiten und nicht mehr verlangt werden als für seine Beurteilung wesentlich sind. Sind aber bindende Kostenberechnungen nötig, so müssen sie auch bei der Preisverteilung von Einfluß sein. Das scheint nicht der Fall gewesen zu sein, da unter den Gesichtspunkten der Preisverteilung, wie sie aus der „Niederschrift über die Beurteilung des Preisgerichts" hervorgehen, von den Kosten gar nicht die Rede ist, nicht einmal bei den eisernen Überbauten von dem Gewichtsbedarf, was doch bei der zweiten Neckarbrücke 1901 sehr beachtenswert und lehrreich gewesen ist.

Trotz der nicht ganz einheitlich durchgearbeiteten Wettbewerbsbedingungen sind, wie eingangs bereits erwähnt, 37 Entwürfe und 2 Nebenlösungen eingegangen gegenüber 18 im Jahre 1901 und 11 im Jahre 1887 — ein Zeichen, welch großes Interesse der deutsche Brückenbau der vorliegenden Aufgabe gewidmet hat. Die große Beteiligung kann sicher auch als Zeichen seiner gesteigerten Leistungsfähigkeit und traurigerweise vielleicht seiner Beschäftigungslosigkeit aufgefaßt werden. Sicher sind die Ausschreibenden ihm zu großem Danke dafür verpflichtet. Die gesamten Unkosten, welche die Wettbewerber für die vorgelegte Aufgabe geopfert haben, schätze ich auf weit über 50 000 RM.; ihre eigene höhere geistige Arbeit ist dabei unbewertet gedacht. Demgegenüber hätten sie und mit ihnen das ganze Fachgebiet von der ausschreibenden Stelle etwas mehr Rücksichtnahme und Gegenliebe erwarten dürfen.

Das Preisgericht ist vor Prüfung der Entwürfe genötigt gewesen, „in Ergänzung der Wettbewerbbedingungen" noch

Abbildungen 1 und 2:

Erster Preis.

Abb. 1.

Kennwort: „Flachbrücke".

Verfasser:
Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg,
Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.

Architekt: Adolf Abel, Stuttgart.

Abb. 2.

Zweiter Preis.

Kennwort: „Baustahl 48".

Verfasser: Dipl.-Ing. Lorentz, Mannheim.

Architekt: Alfred Müller, Mannheim,
„ Ludwig Rösinger, Mannheim.

Mangels Hergabe von Schaubildern wird auf die Abb. 49 verwiesen.

Abbildungen 3 und 4:

Zweiter Preis.

Abb. 3.

Kennwort: „Freier Uferblick".

Verfasser:
Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg,
Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.

Architekt: Karl Wiener, Mannheim.

Abb. 4.

Abb. 5.

Dritter Preis.

Abb. 5. **Kennwort:**

„Zwanzigstes Jahrhundert".

Verfasser:
Dr.-Ing. Paul Boros, Berlin.

Architekten:
Hugo Herfort und Ing. Hugo Wendt, Berlin.

Abb. 6.

Abb. 6. **Kennwort:**

„Bonito" (angekauft).

Verfasser:
Deutsch-Luxemburg. Bergwerks- und Hütten A.-G., Dortmunder Union in Dortmund, Ed. Züblin & Co. A.-G., Stuttgart.

Architekten:
Dipl.-Ing. Seyker und Dipl.-Ing. Schumacher, Stuttgart.

Abb. 7.

Abb. 7. **Kennwort:**

„Geist der Gotik" (angekauft).

Verfasser:
Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.

Architekt:
Dr.-Ing. Max Schmeche Mannheim.

Abb. 8.

Abb. 8. **Kennwort:**

„Straffer Bogen, flacher Stich" (angekauft).

Verfasser:
Josef Hoffmann & Söhne A.-G., Mannheim.

Architekt:
Prof. Billing, Karlsruhe.

einige grundsätzliche Fragen zu klären. Im Vorbericht in Heft 18, S. 608 des „Bauingenieur" ist darüber bereits Mitteilung gemacht. So mußte erst festgestellt werden, daß trotz der Bedingung, daß wesentliche Änderungen der angegebenen Steigungsverhältnisse nicht erwünscht seien, eine Erhöhung der Steigung von 1 : 70 auf 1 : 60 zulässig sei, daß es kein Verstoß sei, zur Gewinnung an Bauhöhe in der Nähe der Mittelpfeiler im Endwiderlager Konstruktionsteile des Überbaus „ein wenig" in das Hochwasser zu tauchen. Jedenfalls ist es, wie auch Oberbaurat Cassinone von der badischen Strombauverwaltung auf S. 621 des „Bauingenieur" 1925 es besonders für den Neckar verlangt, ganz unzulässig, die Kämpfer in das Hochwasser tauchen zu lassen. Das Preisgericht hat zwei Eisenbetonbrücken-Entwürfe ausgezeichnet, die 2 bzw. 3 m in das HW tauchen. Im Interesse des deutschen Bauingenieurwesens und im Interesse der gesamten Teilnehmer des Wettbewerbes muß gegen dieses Urteil des Preisgerichts scharf Einspruch erhoben werden. Verschlechterungen der Wettbewerbsbedingungen darf das Preisgericht unter keinen Umständen nachträglich zulassen und gar beloben, wenn auch sonst gute Ideen im Entwurf enthalten sind. Entwürfe, die strombautechnisch nie genehmigt werden können, haben auszuscheiden, da es sich hier nicht um akademische Preisaufgaben handelt. Die Ansicht läßt sich wohl vertreten, daß nachträgliche „Ergänzungen" durch schärfere Fassung der Wettbewerbsbedingungen von vornherein hätten vermieden werden müssen. Ferner entschied das Preisgericht, mit Rücksicht auf die Unsicherheit des Baugrundes Entwürfe zu bevorzugen, die äußerlich statisch bestimmt sind und sich als unempfindlich gegen Stützensenkungen erweisen. Bei der Jungbuschbrücke, wo die Baugrundverhältnisse nach den früheren und jetzigen Wettbewerbsbedingungen die gleichen waren, dachte man in dieser Hinsicht anders und weniger ängstlich über die Zweigelenkbögen mit 113 m Spannweite und 1/15,5 Pfeilverhältnis. Wenn bei ihrem fast zwanzigjährigen Bestande ungünstige Erfahrungen gemacht sein sollten, so hätte das im Interesse des Wettbewerbs und der Wissenschaft ausführlich angegeben werden müssen. Im allgemeinen ist dem Preisgericht jedoch grundsätzlich in dieser Hinsicht zuzustimmen. Dennoch kann der statische Einfluß gewisser Stützensenkungen auf das Tragwerk berechnet werden und damit durch den wirtschaftlichen Erfolg ein statisch unbestimmtes Tragwerk ebenso berechtigt erscheinen, wenn es möglichst zentrisch den Baugrund belastet. Das Preisgericht hat ferner Hauptträger bevorzugt, welche nicht allzu hoch über die Fahrbahn emporsteigen. Das ist eine Forderung, die mit Rücksicht auf die übrigen Brücken, namentlich im Gesichtskreise von der Friedrichsbrücke aus und im Hinblick auf die im allgemeinen flachen Ufer des Neckars sicher das Erstrebenswerteste und schönheitlich Wirksamste ist. Demzufolge sind im Anschluß an Vorstehendes solche Entwürfe bevorzugt, bei denen die Hauptträger entweder ganz unter der Fahrbahn liegen oder nur wenig über die Fahrbahn hinausragen und den freien Blick von der Brückenfahrbahn aus nach allen Seiten, besonders auch auf die zur Brücke führenden Uferstraßen gewährleisten. Es hat die Lage der Hauptträger zwischen Bürgersteig und Fahrbahn als am zweckmäßigsten erkannt und auf den Querverkehr ganz verzichtet. Im Straßenbrückenbau ist schon vielfach anerkannt, daß die Forderung des Querverkehrs nicht die Bedeutung hat, die ihm oft beigelegt ist. Hier ist nun aber ein ganz neuer Standpunkt zu verzeichnen, nämlich der, daß die Ansicht vertreten wird, daß mit Rücksicht auf den heute in erster Linie in Betracht zu ziehenden Schnellverkehr mit Automobilen ein Querverkehr auf der Brücke im allgemeinen nicht erwünscht sein könne, daß vielmehr die Trennung der Verkehrsstreifen durch den Brückenkörper verkehrstechnisch nicht von Nachteil sei. Hier tritt also im schroffen Gegensatz zu früheren Anschauungen, wie sie in der völlig freien Bahn der Jungbuschbrücke seinerzeit noch zum schärfsten Ausdruck gekommen sind, ein neuer Gesichtspunkt in den Vordergrund. Es bleibt sehr abzuwarten, ob diese Neuerung bei der Friedrich-Ebert-Brücke sich bewährt, ob nicht Schneeverwehungen und Schmutzanhäufungen, namentlich bei vollwandiger Gestaltung der Hauptträger, und besonders der gänzliche Ausschluß des Querverkehrs auf der gesamten Brückenlänge von etwa 200 m eine gewisse Einschränkung dieser neuen Ansichten noch zeitigen werden. Jedenfalls ist für gute Beleuchtung Sorge zu tragen und keine dunklen Schatten neben den Hauptträgern zu dulden, damit die Sicherheit des Fußgängerverkehrs über den Engpaß der Bürgersteige durch den Unrat und das Gesindel der Straße nicht leidet. Daß schließlich das Preisgericht die reine Eisenbetonkonstruktion solcher aus Belageisen mit Beton als Unterdecke für die Fahrbahn bevorzugt, soll lediglich mit Rücksicht auf die Unterhaltungskosten als zutreffend anerkannt werden, wenngleich dazu zu bemerken ist, daß damit das Eigengewicht der Fahrbahndecke, also die ständige Brückenlast, wächst.

III. Die Preisverteilung.

Bei dem Wettbewerb hat der Eisenbau entschieden gesiegt. Der erste und die beiden zweiten Preise sind ihm zugefallen, den dritten Preis erhielt ein Eisenbetonbau. Unter den drei angekauften befinden sich ein Eisenbau und zwei Eisenbetonbauten. Die Verteilung der Preise ist übersichtlich auf S. 609 bereits angegeben. Die Abb. 1—8 zeigen die Schaubilder der preisgekrönten und angekauften Entwürfe nebeneinander. Daß die Eisenbetonentwürfe trotz ihrer Abweichungen von den Wettbewerbbedingungen und ohne bindende Angebote noch in den Vordergrund gerückt sind, ist eine Anerkennung für die gute und geistreiche Lösung gewisser Einzelheiten und ein Trost für die schwierige und umfangreiche Arbeit, welche die Verfasser auf diesem Baugebiete geleistet haben.

Gegen die Erteilung des ersten Preises ist nichts einzuwenden. Soweit bekannt, ist der betreffende Entwurf für die Ausführung bestimmt und diese den Entwurfsverfassern übertragen, also in den besten Händen. So sehr also der Haupterfolg des Wettbewerbs mit Beifall zu begrüßen ist, so wahrscheinlich ist es aber auch, daß die Erteilung der übrigen Preise und die Ankaufsempfehlung etwas anders ausgefallen wäre, wenn der Verfolg gewisser Richtlinien, wie sie durch die Wettbewerbsbedingungen gegeben waren, etwas strenger in die Wagschale geworfen worden wäre.

Bei dieser Gelegenheit erscheint es nicht von Nachteil, wenn ich auf ein Verfahren hinweise, das sich im Beurteilungsausschuß für den Schinkel-Wettbewerb, dem ich fast ununterbrochen seit über 25 Jahren angehöre, eingebürgert und bewährt hat. Die von den Beurteilern alljährlich gestellte und sorgfältig abgefaßte Aufgabe aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens wird vor der endgültigen Beurteilung der Wettbewerbentwürfe nach verschiedenen Gesichtspunkten gegliedert, welche einzeln einen Faktor bezüglich ihrer Wichtigkeit zur Gesamtaufgabe erhalten. Der unwichtigste erhält den Faktor 1 und je nach der Bedeutung der Gesichtspunkte steigt dieser Wichtigkeitsfaktor. Dann werden die Entwürfe innerhalb der einzelnen Gesichtspunkte beurteilt und bewertet, d. h. sie bekommen eine Zensur, die geringste mit 1 beginnend. Die Summierung der Produkte von Wichtigkeitsfaktor mit Wertfaktor für jeden Entwurf gibt eine Abstufung, die eine Grundlage für die Endbeurteilung liefert. Kommen zwei oder mehr Entwürfe auf diesem scheinbar etwas schematischen Wege sehr nahe aneinander, so wird die Beurteilung hierfür nach nochmaliger Prüfung wiederholt. Bei einem Wettbewerb wie dem vorliegenden ließe sich das Verfahren auch anwenden, wenn für einzelne Gesichtspunkte die Nichtsachverständigen sich selbstverständlich der Abstimmung enthielten.

(Fortsetzung folgt.)

DIE GROSSEN FLUGZEUGHALLEN AM ZENTRALFLUGHAFEN BERLIN.

Von Dipl.-Ing. Emil Schäffer, Oberingenieur der Fa. D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg.

Der unaufhaltsam fortschreitende Sieg des Ingenieurs über die Elemente räumt auch dem Flugwesen den ihm gebührenden Platz ein und an allen größeren Orten erstehen sichtbare Zeichen seiner Bedeutung. Die Ausdehnung des Flugverkehrs macht die Errichtung von zahlreichen Flughäfen erforderlich, denen der Zentralflughafen in Berlin als leuchtendes Muster vorschwebt, und die Berliner Flughafen G. m. b. H. unter der Leitung ihres Direktors, des Herrn Oberbaurat Sauernheimer, darf mit Recht stolz sein auf ihr im Ausbau begriffenes Werk auf dem Tempelhofer Feld. Die Verkehrsausstellung in München zeigt ein sehr interessantes Modell der gesamten Anlage mit den jetzt im Bau befindlichen großen eisernen Hallenbauten und den noch später projektierten Gebäuden, deren Ausführung mit der Lösung noch schwebender finanzieller Probleme und mit dem Ergebnis eines Wettbewerbes zusammenhängt.

Die hier ihrer Vollendung entgegensehenden Flugzeughallenbauten, deren Eisenkonstruktionen und Tore von der Fa. D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, nach eigenem Projekt ausgeführt werden, gehören auf dem Kontinent zu den größten ihrer Art und sind durch die neue Ausbildung der Toranlage nach einem von der ausführenden Firma zum D.R.P. angemeldeten System besonders bemerkenswert. Die hier gefundene Lösung des Torproblems hat die Begrenzung der Abmessungen für Flugzeughallen weit über das erforderliche Maß hinausgerückt, und dem Abschluß von Öffnungen mit 40 m lichter Breite und 8 m lichter Höhe und darüber, ohne daß für die Unterbringung der einzelnen Torflügel im geöffneten Zustande besondere Schwierigkeiten entstehen, wird von nun an kein Hindernis erwachsen.

Abb. 1. Schematische Darstellung der Torbewegung.

Die bisher ausgeführten Flugzeughallentore hatten in der Regel eine Höhe bis zu 6 m und waren meist in einzelne Flügel aufgelöst, die als Schiebetore voreinander geschoben wurden und auf obenliegenden Fahrschienensystemen, die an einem besonderen Torträger angebracht waren, liefen. — Unten waren lediglich Führungen angeordnet. Um die lichte Toröffnung völlig freizugeben, mußten die Torflügel in der Verlängerung der Halle vor eine Wand geschoben werden, die meist nicht ausgenützt werden konnte, und außerdem ergaben sich bei größeren Toren, die also in viele Flügel aufgelöst werden mußten, vor der Halleneinfahrt mehrere Schienenstränge, die ein nicht zu unterschätzendes Verkehrshindernis bildeten.

Abb. 2.

Eine Reihe von Flugzeughallen erhielt allerdings auch sogenannte Faltentore, die aber auch oben ihre Laufschiene hatten und mit Rücksicht auf die Durchbiegung der Torträger besondere Konstruktionen der Laufrollen erforderlich machten, um die Bewegung der Tore nicht zu erschweren. — Die Möglichkeit der oberen Aufhängung der Tore ist natürlich begrenzt, und schon bei den ersten eisernen Hallen des Berliner Flughafens, die vor zwei Jahren gebaut wurden, und die eine Torhöhe von nur 6 m haben, ist zu ersehen, daß diese Grenze nahe erreicht ist. Nicht nur die Wirtschaftlichkeit leidet darunter, da das große Gewicht der Tore eine unnötig schwere eiserne Tragkonstruktion erfordert, sondern vor allen Dingen auch die Betriebssicherheit, die durch das Klemmen der oberen Laufrollen sehr gefährdet ist. Dieses Klemmen läßt sich bei größeren Torhöhen nicht vermeiden. Eine einfache Überlegung läßt dies sofort erkennen, wenn man sich die Größe des Hebelarmes vor Augen führt, der durch die Entfernung des in einer Höhe von ca. 1,00 über Fußboden liegenden Angriffspunktes von den oberen Laufrollen gegeben ist. — Bei 8 m hohen Toren wäre dieser das Klemmen verursachende Hebelarm 7 m groß und daher gar nicht zu überwinden.

Abb. 3. Grundriß.

Eine genauere Beschreibung der neuen Tore (Abb. 1), die als sogenannte Schiebefalttore ausgebildet sind, und die

Abb. 4. Querschnitt durch die Halle.

Abb. 5. Querschnitt durch das Werftgebäude.

Abb. 6.

Abb. 7. Längsschnitt.

Abb. 8.

Abb. 9.

an einem schönen Modell ebenfalls auf der Münchener Verkehrsausstellung zu sehen sind, bleibt einer späteren Veröffentlichung vorbehalten. Es sei hier nur kurz erwähnt, daß die großen Hallen vier Toreinheiten von je 40 m lichter Weite und 8 m lichter Höhe erhalten. Jede Torfläche von 40 m ist in 20 Flügel von je 2 m Breite aufgeteilt. Die Flügel sind durch Scharniere miteinander verbunden und laufen auf zweirolligen Wagen auf einer unteren Schiene. Die Dachkonstruktion erhält also durch die Tore keine senkrechten Zusatzlasten. Oben ist lediglich eine Führung angeordnet, die der unteren Laufschiene entsprechend ausgebildet ist. Die einzelnen Torflügel bilden im geschlossenen Zustande eine Ebene, und beim Öffnen bewegt

sich die ganze Scheibe, also ein Flügel hinter dem anderen, gegen das Hallenende zu. Hier erst wird ein Flügel nach dem anderen durch besonders angeordnete Zwangsschienen und Zwangsrollen aus der Ebene herausgeschwenkt. Das Tor wird am Hallenende gefaltet, die einzelnen Flügel stehen Fläche an Fläche und liegen mit ihrer ganzen Breite im Innern der Halle, wie aus der Übersicht Abb. 1 zu ersehen ist. Es ist beabsichtigt, den Antrieb elektrisch zu bewerkstelligen.

Der ursprüngliche Hallenentwurf ist nur in seiner äußeren Form erhalten geblieben, die im Grundriß und Schnitt aus Abbildung 3 bis 7 hervorgeht. Die innere Teilung, sowohl der Haupthallen, als auch hauptsächlich des zwischen den Hallen liegenden Werftgebäudes, hat mit Rücksicht auf Betriebserfordernisse ein etwas verändertes Bild erhalten.

Die Anlage mit einer Gesamtlänge von 207,76 m und einer Breite von 30 m besteht aus 2 Haupthallen von je 88,88 m Länge und einem dazwischenliegenden Werftgebäude von 30 m Länge. Die Breite ist durchweg 30 m im Lichten. Die Umfassung des Werftgebäudes ist massiv, die Giebel- und Rückwände der Haupthallen sind als einhalbsteinstarke Fachwerkwände ausgebildet. In den Vorderseiten der Haupthallen stehen an den beiden Enden sowie in der Mitte Stützen, deren Einspannung aus Abb. 2 hervorgeht, und welche 3,60 m hohe Gitterträger von 40 m lichter Spannweite tragen, die als Gerberträger ausgebildet sind und ihrerseits die Binder B aufnehmen (Abb. 3 u. 4). Diese erhalten, wie aus Querschnitt Abb. 5 ersichtlich, eine freie Spannweite von 27,61 m und werden durch die über die Gitterträger hinauskragenden Teile von 2,55 m, die das über den Toren liegende Lichtband und die Torführung zu tragen haben, entlastet. Die Binder haben einen gegenseitigen Abstand von 6,20 m, tragen im Obergurt die Gelenkpfetten und im Untergurt zwei durchgehende Laufkatzenträger. Die Dacheindeckung wird massiv als Leichtsteindecke ausgeführt. Zwischen dem Untergurt des vorderen Gitterträgers und dem ersten Laufkatzenträger liegt in der Ebene der Binderuntergurte ein Horizontalverband, der seine Auflager in der Mittelstütze bzw. in den Giebelwänden findet und die auf die Längswände wirkenden Windkräfte bzw. die aus der Torbewegung entstehenden Horizontalkräfte aufzunehmen hat (Abb. 6). Der die Giebelwände belastende Wind wird von den in der Ebene der Binderobergurte liegenden Windverbänden, die an den vier Enden der Haupthalle angeordnet sind, aufgenommen.

Abb. 10.

Die Montage der Eisenkonstruktionen wurde an den beiden äußersten Hallenenden gleichzeitig aufgenommen und nach der Mitte zu vorgetrieben. Begonnen wurde mit den Montagearbeiten am 16. Juni d. Js. Leider wurden dieselben durch die Arbeitsstörung in der Berliner Metallindustrie sehr bald verzögert und mußten infolge des Bauarbeiterstreiks vollständig eingestellt werden. Die Abb. 8 und 9 zeigen die einzelnen Baustadien, die Abb. 10 das bis auf die Giebelwände und Dachverbände an der Werft fertig aufgestellte Eisengerippe, das erst nach Wiederaufnahme der Bauarbeiten vervollständigt werden kann. Ebenso kann die gesamte im Werftgebäude liegende Eisenkonstruktion, die fast durchweg ihre Hauptunterstützung auf Mauerwerk hat, erst nach vollständiger Beendigung des Streiks und seiner Nachwirkungen montiert werden, so daß der Termin für die endgültige Fertigstellung bzw. Inbetriebnahme der Hallen noch nicht übersehen werden kann.

NEUARTIGE EISERNE DACHKONSTRUKTION.

Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.

Das seit mehreren Jahren eingeführte, nach den Patenten des Baurates Zollinger in Merseburg durchgebildete Zollbaudach zeigte bei seiner Herstellung in Holz so zahlreiche und erhebliche Vorzüge, daß sich schon kurze Zeit nach seiner Einführung das Bedürfnis ergab, das Zollbaudach auch in Eisen, dessen Verwendung bei zahlreichen Bauwerken erwünscht und notwendig ist, zur Ausführung zu bringen. Zudem sind der Stützweite der Zollbaudächer in Holz gewisse Grenzen gezogen; werden diese überschritten, so wird die Höhe der Konstruktionsglieder, der sogenannten Lamellen, so groß, daß die Breite der im Handel erhältlichen Bohlen nicht für die Herstellung der ersteren ausreicht. Die Kosten der Holzdächer erhöhen sich nicht unwesentlich, wenn Bohlen mit Breitenabmessungen, die nicht handelsüblich sind, für die Ausführung beschafft werden müssen; auch werden in solchen Fällen die Lieferzeiten ungünstig beeinflußt.

Die von verschiedenen Seiten unternommenen Versuche, eine wirtschaftliche Lösung für die Ausführung des Zollbaudaches in Eisen zu finden, blieben zunächst ohne Erfolg, bis es der Firma C. H. Jucho in Dortmund gelang, unter Benutzung

des Konstruktionsgedankens, welcher den von ihr hergestellten patentierten Streckträgern und Streckmasten zugrunde liegt, eine Ausführungsform des Zollbaudaches auszubilden, welche den Ansprüchen einer einfachen und billigen Herstellung genügt. Auch diese Neuerungen sind unter Patentschutz gestellt worden.

Das neue eiserne Dach besteht ebenso wie das hölzerne Dach aus zwei in der Dachebene liegenden Scharen von Lamellenzügen

Abb. 1.

(Abb. 1), die, sich unter einem Winkel von annähernd 60⁰ kreuzend, ein rautenförmiges Flechtwerk bilden; dasselbe übernimmt die gleichen Funktionen, die beim Dach der üblichen Bauart von den Bindern, Pfetten und Verbänden geleistet wer den müssen. Die Regellamellen a reichen über zwei Rautenfelder, während die an den Auflagern des Daches und an den Giebelabschlüssen befindlichen Halblamellen b nur eine Rautenkante umfassen. Die Lamellenzüge durchdringen einander in den Kreuzungspunkten in der Weise, daß die Lamellenstöße in dem einen Lamellenzug in der Mitte einer Lamelle des kreuzenden Zuges liegen (Abb. 1 und 2). Die Abb. 3 zeigt die Form der Regellamelle. Ein **I**-Träger ist im größten Teil seiner Länge aufgeschlitzt und gespreizt; dabei sind die beiden Enden des Trägers unberührt geblieben, um die Stoßausbildung zu ermöglichen. Eigenartig ist die Ausführung des Stoßes; sie wurde unter dem Gesichtspunkt, das Widerstandsmoment des **I**-Querschnittes ungeschwächt zu erhalten und die Zahl der Stoßteile niedrig zu bemessen, entworfen. Zu diesem Zwecke sind die beiden, an einer Seite befindlichen Flanschhälften des **I**-Trägers um 90⁰ so abgebogen, so daß eine glatte Anlagefläche an den Lamellenenden entsteht. Die Lamellen werden mit den Anlageflächen aneinandergelegt und durch drei Schrauben, die das Widerstandsmoment des Querschnittes aufzunehmen imstande sind, miteinander verbunden. Die mittlere Schraube dient gleichzeitig zum Anschluß der beiden Laschen (Abb. 4 u. 5), welche die Verbindung zwischen den Lamellenzügen in den Kreuzungspunkten bewirken. Die Halblamellen b bestehen aus dem gleichen **I**-Querschnitt, aus welchem die Regellamellen hergestellt werden. Sie erhalten an dem einen Ende die gleiche Stoßausbildung wie diese; an ihrem zweiten Ende sind Löcher für die Verbindung mit der Auflagerschwelle oder dem Giebelabschluß vorgesehen (Abb. 6).

Die Auflagerung des Daches erfolgt auf einer Traufschwelle, deren konstruktive Durchbildung von der Art der Unterkonstruktion des Daches abhängig ist; die Lamellen werden mittels gebogener Laschen aus Flacheisen an der Schwelle befestigt. Die gleiche Art der Befestigung wird am Giebel-

Abb. 2.

abschluß verwendet, der aus einem Ortbogen aus einem leichten **[**-Eisen oder **L**-Eisen besteht. Es bietet keine Schwierigkeit, das Dach an den Giebeln unter Anwendung von Gratträgern aus Flacheisen abzuwalmen. An den Anschlußpunkten c der Lamellen an den Ortbögen greifen die Längskräfte aus den Lamellenzügen an; sie werden zum Teil durch Anker d (Abb. 1) und zum Teil durch die Ortbögen selbst aufgenommen. Die Eindeckung der Dächer kann sowohl mit Holz, als auch mit massiver Decke erfolgen; im ersteren Falle wird die Holzschalung durch leichte, mit der Firstlinie gleichlaufende Sparren getragen, im zweiten Falle werden Sparren aus **⊥**-Eisen zur Aufnahme von Stegzementdielen- oder Eisenbetonplatten vorgesehen. Die Sparren ruhen in beiden Fällen auf den Kreu-

Abb. 3.

Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 6.

zungspunkten der Lamellen auf; ihre Stützweite ist dementsprechend nur gering, ihre Abmessungen können daher niedrig gehalten werden. Die Anbringung von Oberlichtern in der Dachhaut ist mit den üblichen Mitteln möglich; zweckmäßig sind ihre Abmessungen so zu halten, daß sie ihre Auflagerung in den Rautenecken finden.

Die Konstruktion der Zollbaudächer ist vielfach statisch unbestimmt. Herr Geheimer Regierungsrat Professor Otzen, Hannover, hat für die Berechnung der Zollbaudächer in Holz ein vereinfachtes Verfahren ausgebildet, das bei den eisernen Dächern sinngemäß Anwendung findet; er behandelt einen senkrecht zur Firstlinie aus dem Dach herausgeschnittenen Streifen als Zweigelenkbogen. Versuche mit einem Dach von 25 m Stützweite und einem solchen von 22 m Stützweite haben gezeigt, daß die Annahmen der vereinfachten Berechnungsweise durchaus zulässig sind. Insbesondere zeigte sich, daß die bei den Versuchen durch sorgfältige Messungen, welche die senkrechten und wagerechten Verschiebungen der Durchdringungspunkte erfaßten, ermittelten Biegungslinien mit den errechneten gleichlaufend waren, ohne daß die üblichen Abweichungen überschritten wurden. Die Versuche wurden mit einfacher, zweifacher und dreifacher gleichmäßig verteilter und einseitiger Nutzlast durchgeführt. Die Abb. 7 zeigt das Lichtbild eines Versuchsdaches mit der Belastungs- und Meßeinrichtung.

Abb. 7.

Abb. 8.

Die Vorteile des Zollbaudaches liegen in der Wirtschaftlichkeit seiner Ausführung; die Zahl der Konstruktionselemente eines Daches ist eine sehr geringe, es kommen zur Anwendung: Regellamellen, Halblamellen, Ortbögen oder Grate, Auflagerschwellen, Verbindungslaschen an den Kreuzungspunkten, Befestigungslaschen an den Auflagerschwellen und den Ortbögen und Verbindungsschrauben von zwei verschiedenen Längen, insgesamt 9 verschiedene Elemente. Vergleicht man mit dieser Zahl die Zahl der bei einem Dach der üblichen Bauart erforderlichen Einzelteile, so ergibt sich in dieser Hinsicht eine große Überlegenheit des Zollbaudaches über das Dach aus Bindern, Pfetten und Verbänden.

Die Eigenart des Zollbaudaches ermöglicht es, mit den gleichen Lamellen innerhalb gewisser Grenzen Räume der verschiedensten Breite zu überspannen. Die großen Abstufungen in der Stützweite werden durch Änderung der Zahl der in einem Lamellenzug befindlichen Regel- und Halblamellen erzielt; die kleineren Abstufungen ergeben sich durch geringfügige Änderungen des Rautenwinkels. Weiterhin ist es möglich, die in der Praxis vorliegenden Raumbreiten mit wenigen Lamellentypen zu überdachen.

Die Entwurfsbearbeitung der Zollbaudächer wird durch die Einführung von Typendächern sehr vereinfacht; die für die verschiedenen Stützweiten benötigten statischen Berechnungen können nach ihrer Aufstellung stets von neuem als Unterlagen für die baupolizeiliche Prüfung verwendet werden. Die Herstellung von Werkstattzeichnungen, wie sie beim üblichen

Eisendach erforderlich sind, erübrigt sich beim Zollbaudach; eine Übersichtsskizze nach Art der Abb. 1 genügt für die Ausführung. Die Herstellung der Lamellen und der übrigen Bauteile des Zollbaudaches in der Werkstatt läßt sich, da es sich um eine Massenanfertigung handelt, bei der Verwendung von Sondermaschinen mit sehr niedrigem Kostenaufwand durchführen. Die Förderung der Bauteile in der Werkstatt und auf der Baustelle sowie die Verladung können ohne jedes Hilfsmittel erfolgen; die zu bewegenden Lasten sind so gering, daß die einzelnen Teile von einem Manne getragen werden können.

Bei der Aufstellung der Zollbaudächer ist aus dem gleichen Grunde die Verwendung von Hebezeugen unnötig; den Beginn einer Aufstellung zeigt Abb. 2. Bei größeren Stützweiten ist die Anwendung eines leichten, fahrbaren Stangen- oder Leitergerüstes zweckmäßig, um den Arbeitern einen sicheren Standort zu geben und um die Form des Daches sicherzustellen. Die stets gleichen Handgriffe bei der Errichtung der Dächer führen ohne Frage zu sehr niedrigen Montagekosten.

Die technischen Vorzüge des Zollbaudaches gegenüber dem Binderdach können keinem Zweifel unterliegen, zumal das Gewicht desselben bei Verwendung von Sonderquerschnitten niedriger ist als bei dem Binderdach.

Die architektonische Wirkung des neuen Daches ist überaus befriedigend, wie Abb. 8, das ein an den Giebeln abgewalmtes, mit Pappeindeckung auf Holzschalung und mit einem Firstoberlicht versehenes Dach über einer Reithalle zeigt, deutlich erkennen läßt.

EIN NEUER DEUTSCHER STAHL.

Unter dieser Überschrift veröffentlicht Reichsbahndirektor Dr. Schaper in Heft 45 der „Bautechnik" vom 16. X. 1925 einen Aufsatz, welcher sich mit einem neuen, unlegierten Stahl von ausgezeichneten Festigkeitseigenschaften befaßt. Es handelt sich um den schon mehrfach in der Tagespresse erwähnten Freund-Stahl oder kurz F-Stahl genannt.

Der Stahl wird von der Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vorm. I. C. Freund & Co. in Charlottenburg in dem sogenannten Bosshardtofen hergestellt. Der Bosshardtofen ist eine Art Siemens-Martin-Ofen, an welchem die Generatoren beiderseits unmittelbar angebaut sind, und bei welchem die Luft nicht in den Ofen gedrückt, sondern nur durch den Zug eines hohen Schornsteins angesaugt wird. Durch den hierbei entstehenden Unterdruck und durch Einflüsse, die mit der Bauart des Ofens und dem Anbau der Generatoren gegeben sind, soll es gelingen, das Eisenbad ganz zu desoxydieren. Die vorzüglichen Festigkeitseigenschaften des Stahls sollen ausschließlich auf diesen Umstand zurückzuführen sein, da irgendwelche Zusätze nicht gemacht werden, und der Kohlenstoffgehalt des Stahles nicht viel größer sei als der von gewöhnlichem Flußstahl St. 37.

Neben einer erhöhten Festigkeit zeigt der Stahl eine verhältnismäßig hoch liegende Streckgrenze und sehr große Zähigkeit. Das Staatliche Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem hat bereits mit 18 von verschiedenen, gewalzten Rundeisen von 2 cm Dmr. stammenden Proben Festigkeitsversuche angestellt, wobei nachstehende Ergebnisse erzielt wurden:

Probe-Nr.	Bruchgrenze kg/cm²	Streckgrenze kg/cm²	Bruchdehnung % (l = 20 cm)
1	5460	4950	25,7
2	5460	4820	25,5
3	5470	4950	26,0
4	5250	4360	28,0
5	5230	4540	28,0
6	5250	4220	27,6
7	5250	4680	27,5
8	5260	4860	28,8
9	5280	4780	28,2
10	5110	4830	29,1
11	5110	4680	27,5
12	5120	4420	28,3
13	5390	4390	26,4
14	5380	4570	27,2
15	5390	4540	26,1
16	5390	4840	27,1
17	5350	4660	26,5
18	5350	4950	26,6

Diese Werte gewinnen beim Vergleich mit den von Dr. Kommerell in diesem Heft, Seite 811—821 bekanntgegebenen Untersuchungsergebnissen der Abnahmeprüfungen von hochwertigem Baustahl St. 48 besondere Bedeutung und regen zu einer interessanten Gegenüberstellung an.

Die Mindestfestigkeit des F-Stahles liegt etwas höher als die von St. 48. Die mittlere Festigkeit ist bei beiden Baustoffen nahezu gleich. Während nun aber das Verhältnis von Streckgrenze zur Bruchgrenze bei St. 48 zwischen 0,53—0,77 schwankt und am häufigsten den Wert 0,65 aufweist, zeigt der F-Stahl nach den vorstehenden Untersuchungsergebnissen für dieses Verhältnis die Werte 0,8—0,94.

Da bei Eisenbauwerken die Streckgrenze in den meisten Fällen einen zuverlässigen Maßstab für die Festsetzung der zulässigen Beanspruchung gibt, ist der F-Stahl mithin dem St. 48 erheblich überlegen. Dabei muß allerdings vorausgesetzt werden, daß auch die Elastizitätsgrenze des F-Stahles entsprechend hoch liegt. Was aber den F-Stahl für die Verwendung bei Eisenbauwerken besonders geeignet erscheinen läßt, ist seine verhältnismäßig hohe Bruchdehnung und infolgedessen bedeutende Arbeitsfestigkeit. Überraschend gleichmäßig ist bei den vorstehenden 18 Versuchsergebnissen auch die Güteziffer $\sigma_B + \delta$ (Bruchspannung in kg/mm² + Dehnung in %) ausgefallen. Sieht man von der Probe Nr. 11 ab, die diese Güteziffer mit einem Betrag von 78,6 ergibt, so liefern alle übrigen Versuchswerte den Betrag von 80 bis etwa 81. Auch darin ist der F-Stahl überlegen, da — wie aus dem Aufsatz Kommerell, Seite 815 hervorgeht — die entsprechenden Werte für St. 48 sich zu 66 bis 80 mit dem am häufigsten auftretenden Wert 77 ergeben. Zudem betrug die Meßlänge für die Dehnungen dort 10 cm, bei dem F-Stahl aber 20 cm.

Nach dem Bericht von Dr. Schaper ist der F-Stahl so zäh, daß sich Rundeisen kalt biegen und unter dem Dampfhammer an der Biegestelle vollständig zusammenschlagen ließen, ohne im geringsten Risse zu zeigen.

Der F-Stahl soll ferner nach den Angaben seiner Erzeuger nur unwesentlich teurer sein als St. 37. Gemeinsam mit seinen Festigkeitseigenschaften würde dieser Umstand dem F-Stahl eine erhebliche Überlegenheit über St. 48 verleihen, zumal seine Bearbeitung in der Werkstatt keinesfalls schwieriger sein kann als diejenige des St. 48. Dr. Schaper glaubt, daß durch die Verwendung von F-Stahl bei Eisenbauten eine Gewichtsersparnis von 35 bis 40% und eine Gesamtersparnis von 25 bis 30% gegenüber St. 37 erzielt würden.

Nach der Tafel 12, Seite 18 des Kommerellschen Aufsatzes ergibt sich die im Laufe des letzten Jahres bei der Verwendung von St. 48 bei Brücken verschiedener Spannweiten gegenüber der Ausführung in St. 37 erzielte Gewichtsersparnis, wenn man von dem Ausnahmefall der Rheinbrücke bei Hochfeld absieht, zu 13 bis 21,4%. Dabei liegt die Streckgrenze von St. 48 etwa 30% höher als bei St. 37. Die mittlere Streckgrenze des F-Stahles liegt nun aber nach den vorstehenden Versuchsergebnissen etwa 90% höher als die von St. 37. Wenn auch mit Rücksicht auf die Durchbiegung der Brücken die voll-

ständige Ausnutzung der hohen Streckgrenze des F-Stahles nicht gut möglich sein wird, so scheinen die von Dr. Schaper angegebenen Gewichtsersparnisse mit dem F-Stahl — wenigstens bei Brücken — wohl erreichbar. Auch die von Dr. Schaper geschätzten Kostenersparnisse von 25—30% gegenüber der Verwendung von St. 37 scheinen bei Brücken im Bereich des Möglichen zu liegen, sind doch nach Zahlentafel 13, S. 820 des Kommerellschen Aufsatzes bei der Verwendung von St. 48 bereits Ersparnisse bis 13% und in dem Sonderfall der Hochfelder Rheinbrücke bis 23% erzielt, und der F-Stahl soll nach den Angaben seiner Erzeuger billiger sein als St. 48.

Für Eisenhochbauten werden sich Ersparnisse in solchem Ausmaße nicht ohne weiteres erzielen lassen, weil hier ganz anders geartete Verhältnisse vorliegen, welche bislang auch die Verwendung von St. 48 auf wenige Einzelfälle beschränkten. Die hier möglichen Gewichtsersparnisse sind in der Regel weitaus geringer als bei Brücken, weil die bei Hochbauten vorkommenden kleineren Stabkräfte vielfach schon bei Verwendung von St. 37 kleinst zulässige Abmessungen ergeben.

Der F-Stahl wird gegenwärtig in zwei Bosshardtöfen mit je 3 Tonnen Einsatz — also in recht bescheidenen Mengen — hergestellt. Falls sich die von Dr. Schaper ausgesprochenen Erwartungen erfüllen, setzt die praktische Verwendung des F-Stahles bei eisernen Brücken und Hochbauten neben der weiteren eingehenden Erprobung im Materialprüfungsamt immerhin die Herstellung von Profilen, Blechen usw. durch mehrere Stahl- und Walzwerke in großen Mengen voraus. Die Umstellung der Stahlwerke auf die Herstellung des F-Stahles würde wahrscheinlich umfangreiche Neueinrichtungen bedingen und geraume Zeit erfordern, wobei noch erschwerend hinzukommt, daß der F-Stahl im Thomasprozeß wohl nicht erzeugt werden kann.

Seine Verwendung im Eisenbau müßte sich wahrscheinlich zunächst wohl auf vereinzelte Bauwerke beschränken und würde einen Übergangszustand schaffen, wie er sich bereits bei der vor etwa 1½ Jahren erfolgten Einführung des St. 48 ergeben hat. Die Eisenbauindustrie hätte dann auch mit einer Wiederholung der solchen Übergangszuständen anhaftenden Schwierigkeiten, vielleicht in erhöhtem Maße, zu rechnen, weil unter Umständen die gleichzeitige Verarbeitung von drei verschiedenen Baustoffen in Betracht käme. Das Auseinanderhalten dieser Baustoffe beim Lagern und bei der Verarbeitung verursacht besonderen Arbeitsaufwand und Zeitverluste, welche die Betriebskosten fühlbar erhöhen. R.

DIE EISENBAHN-ELBBRÜCKE IN MEISSEN*).

Von Reichsbahnrat Karig.

Vorbemerkungen.

Die alte 1000jährige Markgrafenstadt Meißen bietet mit ihrer Lage am Fuße der sagenumwobenen, als Geburtsstätte des Meißner Porzellans weltberühmten Albrechtsburg ein Bild von so hohem landschaftlichen Reiz, daß schon hieraus die lebhafte Anteilnahme zu erklären ist, die der Umbau der Eisenbahnelbbrücke (Abb. 1) weit über Sachsens Grenzen hinaus erweckt hat. Diese und der eigenartige Werdegang des zur Ausführung gelangenden Entwurfes mögen es rechtfertigen, wenn im nachstehenden näher auf die Vorgeschichte der Brücke eingegangen wird.

Abb. 1. Ansicht der alten Eisenbahnelbbrücke in Meißen.

Inmitten reichgegliederter, zum Teil bewaldeter oder mit Reben bestandener Höhen erstreckt sich die Stadt am linken Elbufer weit in das liebliche Tal der Triebisch hinein und erfüllt dieses mit ihren vielfach sehr hübschen, altertümlichen Bauwerken und zahlreichen industriellen Anlagen bis auf die beiderseitigen Hänge, so daß für den Durchgangsverkehr nur ein einziger winkliger Straßenzug vorhanden ist, der seinen Ausgang an der alten Straßenbrücke über die Elbe nimmt. Diese in einigen ihrer Teile noch aus dem XIII. Jahrhundert stammende Brücke[1]) besitzt mehrere überwölbte Öffnungen bis zu 30 m Lichtweite und zwei Hauptöffnungen von 40 und 50 m Lichtweite, deren frühere hölzernen Fachwerküberbauten nach ihrer letzten Zerstörung im Jahre 1866 durch eiserne Tragwerke ersetzt worden sind. Am rechten Elbufer windet sich die Straße um die steilen Felsen des Ratsweinbergs nach dem jetzigen Bahnhofsvorplatz, von dem die Staatsstraßen nach Dresden und Großenhain ausgehen.

Diese eigenartige Lage der Stadt Meißen zwischen hohen, den Elbstrom weithin einengenden Höhenzügen (Abb. 2) verhinderte es schon beim Bau der Leipzig-Dresdener Eisenbahn[2]), diese an Meißen unmittelbar vorbeizuführen. Erst 21 Jahre später erhielt Meißen eine Verbindung mit Dresden durch eine Stichbahn von Coswig[3]), deren Endbahnhof am rechten Elbufer im Gebiet des Vorortes Cölln a. Elbe zu liegen kam. Aber auch beim weiteren Ausbau der Linie Borsdorf—

*) Dieser Aufsatz erscheint als Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin. Preis 2,40 M.

[1]) Vgl. E. Deil, Die Baugeschichte der alten Meißener Elbbrücke (Dissertation 1916). Architekturverlag „Der Zirkel", Berlin W 66.

[2]) Inbetriebnahme 7. 4. 1839.

[3]) Inbetriebnahme 1. 12. 1860.

Coswig[4]) gewährte das Stadtgebiet der Eisenbahn nur eben Raum für einen zweigleisigen Bahnkörper, und erst am anderen Ende der Stadt, in dem industriereichen Vororte Triebischtal bei Meißen, bot sich genügend Raum für die Anlage eines zweiten Bahnhofes mit ausreichenden Ortsgüteranlagen. Demzufolge lagen die beiden Bahnhöfe Meißen außerhalb der alten Stadtgrenze auf dem Gebiete von Vororten, die erst in neuerer Zeit eingemeindet worden sind. Entgegenkommenderweise wurde daher gelegentlich des Bahnbaues, dem Wunsche der Stadt Meißen entsprechend, die Eisenbahnelbbrücke zweigleisig ausgebaut und der stromabwärts gelegene Gleisträger der Stadt zur Anlage einer Fußgängerverbindung mit dem Bahnhofe Meißen—Cölln widerruflich überlassen, bis der Ausbau des zweiten Gleises erfolgen würde.

Abb. 2. Lageplan von Meißen.

Dieser Fußweg führte vom Fernbahnsteig ausgehend nach Überquerung der Dresdener Straße auf die mit einem 4 m breiten dichten Stollenbelag und beiderseitigem Holmgeländer versehenen linken Gleisträger der Brücke und auf dem linken Elbufer in die Obergasse. Hier war der Steg auch mit der Siebeneichener Straße durch eine Treppe verbunden und bildete so einen stark benützten Zugang zur Stadt und zur Dampferanlegestelle. Dieser Zustand währte bis zum Jahre 1917, also fast 50 Jahre, bis der Umbau des Bahnhofes Meißen eine Änderung nötig machte.

4) Inbetriebnahme 22. 12. 1868.

Der im Jahre 1913 in Angriff genommene Umbau des Bahnhofes Meißen und des Streckenabschnittes von Meißen—Triebischtal bis Meißen bildet das letzte Teilstück des zweigleisigen Ausbaues der Strecke Döbeln—Coswig, die in Verbindung mit der Strecke Döbeln—Chemnitz ihrer günstigeren Neigungsverhältnisse wegen künftig als Umgehungsstrecke für die Linie Dresden—Freiberg—Chemnitz den Schwerlastverkehr zwischen Oberschlesien und Bayern übernehmen soll (Abb. 3). Der Streckenteil Meißen—Triebischtal—Meißen war zwar im Unterbau schon zweigleisig angelegt und zum Teil mit schienenfreien Straßenkreuzungen ausgestattet, aber bisher nur eingleisig betrieben worden. Es bedarf daher in dem links der Elbe gelegenen Streckenteil im wesentlichen nur der Auslegung des zweiten Gleises und des Umbaues mehrerer kleinerer Brücken, die den erhöhten Belastungen nicht mehr genügen. Wesentlich umfänglicher gestalten sich dagegen die Arbeiten am rechten Elbufer, wo sowohl die Personenverkehrsanlagen, als auch die Ortsgüteranlagen wegen der zu unterführenden Straßen um rd. 2,5 m gehoben werden müssen und auch ein neues Empfangsgebäude nebst Personenbahnsteigen neu errichtet werden muß.

Das Bindeglied zwischen diesen beiden Bauabschnitten bildet die Elbbrücke (Abb. 1), die den rd. 200 m breiten Elbstrom mit Hilfe dreier großer eiserner Strombrücken, sowie je zweier kleinerer eiserner Flutbrücken am linken Ufer und

Abb. 3.

einer solchen am rechten Ufer, ferner mehrerer beiderseits anschließender gewölbter Flutbögen überspannt. Die über die Brücke sich erstreckende Hebung des Gleises um 3,0 m und vor allem die Erhöhung der Zugslasten gemäß den neuen Belastungsvorschriften vom Jahre 1922 führte dazu, auf eine Verstärkung und Hebung der bestehenden Eisenüberbauten zu verzichten und den Bau eines neuen Eisenüberbaues unter Benutzung der vorhandenen Pfeiler in Aussicht zu nehmen.

Abb. 4. Teilansicht der alten Brücke.

A. Die alte Eisenbahnelbbrücke.

Der Eisenüberbau der alten Eisenbahnelbbrücke wurde im Jahre 1868 von J. P. Harkort in Duisburg erbaut und

besteht aus zwei eingleisigen Brücken mit je drei großen Gleisträgern von 54,61 m und drei kleineren Gleisträgern von 21,0 m Stützweite (vgl. Abb. 1 und 4). Die Hauptträger der großen Öffnungen sind einwandige Halbparabelträger von 7,53 m Netzhöhe in der Mitte und 5,83 m über den Stützen. Sie besitzen schlaffe Streben, die durch die als steife Vollrahmen ausgebildeten Pfosten und den bis an die Endrahmen durchgeführten oberen Windverband ausgesteift sind (Abb. 5.) Die Hauptträger der kleinen Öffnungen dagegen sind einwandige Parallelträger von 3,20 m Netzhöhe, deren Obergurtungen durch die halbrahmenförmig mit den Fahrbahnquerträgern verbundenen Pfosten gestützt sind. Die Fahrbahn selbst besteht aus hölzernen Querschwellen auf Längsträgern von 3,766 bzw. 2,825 m Stützweite in den großen und 2,625 m Stützweite in den Seitenöffnungen.

Abb. 5. Querschnitt der alten Brücke in einer Stromöffnung.

Die Pfeiler A bis D sind unmittelbar auf Felsen, die Pfeiler E bis H dagegen auf gutgelagerten Kies gegründet und so stark bemessen, daß sie auch den neuen erhöhten Lasten gegenüber ausreichen. Nur bei dem Strompfeiler E, dessen Sohle durch doppelte Spundwände und ein breites Vorlager aus Beton mit Eisenbewehrung gegen Unterspülung gesichert ist, mußte mit Rücksicht auf möglichst günstige Druckverteilung in der Bodenfuge die Bedingung gestellt werden, daß die Lasten möglichst genau mittlich herabgeführt, wagerechte Kräfte in der Längsrichtung dagegen ausgeschaltet werden.

Die ursprüngliche Planung für den Umbau der Brücke war unter der Voraussetzung aufgestellt worden, daß die bestehenden Gleisträger nach dem Lastenzug B der Bau- und Betriebsordnung vom Jahre 1910 verstärkt und um 3 m gehoben werden sollten, wozu eine Erhöhung der Pfeiler um etwa das gleiche Maß notwendig geworden wäre (Abb. 11). Da ferner beide Gleise für die Zwecke der Eisenbahn gebraucht werden, mußte für den Fußverkehr eine besondere Gangbahn angelegt werden, für deren Anordnung eine ganze Reihe von Vorschlägen ausgearbeitet wurde, um sowohl die von der Stadt Meißen zu tragenden Kosten möglichst einzuschränken, als auch den Forderungen des Heimatschutzes auf ein gutes Aussehen der Brücke nach dem Umbau Rechnung zu tragen. Endlich wurde im Jahre 1915 eine Lösung gewählt, wonach der Steg neben die Eisenbahnbrücke verlegt und in den Stromöffnungen durch an den linken Gleisträger angehängte Querträger getragen wird (Abb. 5), wogegen er in den Seitenöffnungen besondere Tragwerke aus Eisenbeton erhielt (Abb. 6).

Die Ausführung des neuen 3,0 m breiten Steges, mit der auch eine entsprechende Verstärkung der linken Hauptträgerwand verbunden war, erfolgte im Jahre 1917, wobei die Kosten derart verteilt wurden, daß die Stadt die Kosten des Steges selbst, die Sächsische Staatsbahnverwaltung dagegen die Kosten der Verstärkung des Eisenüberbaues übernahm. Da mit der Hebung des linken Gleises auch die Hebung des mit ihr verbundenen Stegteiles verknüpft war, wurden die seitlichen Stegstrecken in einer der endgültigen Höhe des mittleren Teiles entsprechenden Höhenlage angeordnet, die Verbindung während der Zwischenzeit aber durch Treppen hergestellt.

Gleichzeitig mit diesen Arbeiten begannen die Schüttungsarbeiten für die Bahnhofsanlagen (Abb. 7—9), zu welchem Zweck der linke Gleisträger in Benutzung genommen und die Bahnsteiggleise soweit irgendmöglich nach links verdrückt werden mußten. Der so aufs äußerste beschränkte Raum für die Personenbahnsteige und die Einführung der Gleise in einer S-Kurve ergaben einen betrieblich äußerst ungünstigen Zwischenzustand (Abbildung 8), der zu mancherlei Unzuträglichkeiten führte und daher so schnell wie möglich beseitigt werden mußte. Leider brachte die ungünstige Entwicklung der Dinge in den Jahren 1922 und 1923 einen Stillstand der Bauarbeiten herbei, so daß diese erst 1924 wieder kräftig in Angriff genommen werden konnten, da die Verkehrsverhältnisse im Bahnhof Meißen unhaltbar geworden waren.

B. Die Entwürfe für den neuen Eisenüberbau.

Als zu Beginn des Jahres 1924 die Aussichten für eine erfolgreiche Wiederaufnahme der Bauarbeiten sich besserten, wurden auch die Arbeiten für die Hebung und Verstärkung der alten Gleisträger wieder aufgenommen. Inzwischen waren die neuen Berechnungsvorschriften vom Jahre 1922 und neue Richtlinien für die Einteilung der Strecken erschienen, die erkennen ließen, daß die geplante Verstärkung der Eisenüberbaue zwar für die jetzigen Verkehrsverhältnisse ausreichte, daß aber eine weitergehende Verstärkung unmöglich war. Weil nun die in absehbarer Zeit zu erwartende Einführung schwererer Verkehrslasten dann jedenfalls die Beschaffung

Abb. 6. Ansicht des Eisenbetonsteges an der Siebeneichener Straße. (Dahinter die Gerüstträger der neuen Brücke im Feld C-B.)

Abb. 7.

Abb. 8.

Abb. 9.

Abb. 7—9. Bahnhof Meißen vor, während und nach dem Umbau.

eines neuen Überbaues nötig gemacht hätte, so wurde zunächst auf Grund überschlägiger Ermittlungen ein Vorentwurf für den neuen Eisenüberbau aufgestellt in der Absicht, möglichst schnell genauere auf den Ergebnissen einer Ausschreibung begründete Kostenvergleiche zu erhalten. Diesem Vorentwurf lagen folgende Gedanken zugrunde:

a) Die jetzigen, aus hervorragend gutem Sandstein hergestellten und in vorzüglichem Zustand befindlichen Pfeiler sind unter allen Umständen beizubehalten, da ein Umbau derselben nicht nur erhebliche und unnötige Mehrkosten, sondern auch weitgehende Erschwernisse für den Verkehr auf dem Elbstrom bedingt, vor allem aber auch den nach Möglichkeit zu beschleunigenden Umbau um mindestens ein Jahr verzögert hätte.

b) Die jetzige Bauwerksunterkante ist beibehalten, um einerseits die Kosten der Pfeileraufmauerung zu ersparen und andererseits durch Vermeidung unnötiger Mauerwerkslasten den Bodendruck auch unter den erhöhten Verkehrslasten innerhalb der zulässigen Grenzen zu halten.

c) Eine möglichst tiefe Lage der Eisenüberbauten und Beibehaltung der Halbparabelform der Hauptträger ist auch anzustreben, um das jetzige Landschaftsbild möglichst wenig zu beeinträchtigen.

d) Bei einem Neubau der Brücke können die alten Tragwerke als Montagegerüst benutzt werden, so daß die Aufstellung der neuen Träger ohne jede Störung des Schiffahrtsverkehrs auf der Elbe möglich ist.

Aus diesen Gründen wurde die in Abb. 12 dargestellte Anordnung des Überbaues gewählt. Nach diesem Vorentwurf waren die Hauptträger der Stromöffnungen als Halbparabelträger von 55,0 m Stützweite und mit wesentlich stärkerer Krümmung der Obergurte als bisher ausgebildet, so daß diese an den Brückenenden die Fahrbahnoberkante nur wenig

überragten und nur im mittelsten Teile eine obere Querversteifung erhalten sollten. Als Querträger waren 3,0 m hohe Fachwerkträger vorgesehen, die eine kräftige Querversteifung der Brücke gewährleisten (Abb. 10). Überdies war es dadurch auch möglich, am linken Hauptträger durch hohe auskragende Konsolen den Fußsteg anzubringen, wodurch auch dessen Kosten auf ein Mindestmaß eingeschränkt worden wären. Die Seitenöffnungen sollten bei der reichlichen Bauhöhe durchgehende Kiesbettung und vollwandige Hauptträger erhalten, womit auch eine befriedigende Lösung für das gesamte Brückenbild sich ergeben hätte.

Auf Grund dieses neuen Vorentwurfes und des vorhandenen Verstärkungsentwurfes wurde zunächst unter dem 18. VIII. 1924 eine Ausschreibung veranstaltet, bei der den zum Wettbewerb aufgeforderten Firmen auch die Einreichung von Sonderentwürfen anheimgegeben war. Die am 15. IX. 1924 eingegangenen Angebote[5]) ließen erkennen, daß tatsächlich der Neubau des eisernen Tragwerks so wesentliche Vorteile gegenüber der ursprünglichen Planung bot, daß der Gedanke einer Wiederverwendung der alten Überbauten endgültig fallen gelassen wurde.

Von den mit Angebot eingereichten Sonderentwürfen, von denen die wesentlich vom Vorentwurf abweichenden in Abb. 13 bis 18 angedeutet sind, wurde der Entwurf IV der Lauchhammer-Rheinmetall-A.-G. in Berlin (LRA) (Abb. 18) als der zweckentsprechendste und gleichzeitig billigste zur Ausführung bestimmt, der Stadt Meißen am 20. IX. 1924 zur Einverständniserklärung vorgelegt und von den Vertretern der Stadtgemeinde gutgeheißen. Nur der mitanwesende künstlerische Berater der Stadt Meißen legte als Vertreter des Landesvereins „Sächsischer Heimatschutz" Verwahrung gegen alle vorgelegten Entwürfe ein mit der Begründung, daß diese den künstlerischen Ansprüchen nicht genügten und daher vor weiteren Schritten der genannte Verein sowohl, als auch der Akademische Rat zu Dresden als Vertreter des Staates gehört werden müßten.

Bei der Vorlage der Entwürfe in der Vollversammlung des Landesvereins „Sächsischer Heimatschutz" am 1. X. 1924 wurden diese als vollkommen unbrauchbar erklärt, da die das Gleis überragenden „störenden Aufbauten" das Landschaftsbild unerträglich beeinträchtigen und das „Gitterwerk" zu unruhig wirke. Aber auch die in einer Sitzung des Heimatschutzes am 20. X. 1924 vorgelegten weiteren, in Abb. 21 bis 25 dargestellten Gegenvorschläge wurden zwar als eine Verbesserung gegenüber den ersten Entwürfen anerkannt, konnten aber die Mitglieder des Landesvereins „Sächsischer Heimatschutz" nicht befriedigen. Diese vertraten vielmehr in überwiegender Zahl den Standpunkt, daß im Stadtbilde Meißens als Eisenbahnbrücke nur eine Wölbbrücke, äußerstenfalls noch eine Eisenbetonbrücke in Frage kommen könne. Nur eine einzige gewichtige Stimme fand sich im Heimatschutz, die mit aller Entschiedenheit für eine eiserne Brücke eintrat (vgl. Abb. 24). Trotzdem wurde die Forderung gestellt, daß zur Erlangung brauchbarer Entwürfe ein öffentlicher Ideenwettbewerb veranstaltet werde, zu dem nicht nur Eisenbaufirmen, sondern auch Eisenbeton- und Steinbauunternehmungen, vor allem aber die deutschen Architekten hinzugezogen werden sollten. Der Hinweis darauf, daß der Bau einer massiven Brücke ganz erheblich höhere Kosten verursachen würde, wie die in Abb. 19 und 20 wiedergegebenen Skizzen ohne weiteres erkennen lassen, die bei der gegenwärtigen mißlichen Lage des Reiches nicht verantwortet werden könnten, wurde mit der Bemerkung abgetan, daß die Kostenfrage bei einem Bauwerk dieses Ranges keine Rolle spielte. Auch die Einwendungen, daß der Bau einer Wölbbrücke mit neuen Pfeilern eine wesentlich längere Bauzeit erfordere und dadurch die Behebung der unzulänglichen Verhältnisse im Bahnhof Meißen um wenigstens ein Jahr verschoben werden würde, und daß endlich auch durch die Vorbereitung eines öffentlichen Ideenwettbewerbes infolge der dazu nötigen eingehenden Vorarbeiten wertvolle Zeit verstreichen werde, wurden als nicht stichhaltig verworfen, so daß die Verhandlungen mit dem Verein „Sächsischer Heimatschutz" ergebnislos abgebrochen wurden.

Abb. 10. Brückenquerschnitt nach dem Vorentwurf.

Um nun angesichts der Dringlichkeit der Frage eine annehmbare Entscheidung herbeizuführen, wurde von der Hauptverwaltung zum 3. XI. 1924 eine Sitzung in Meißen anberaumt, an der neben Vertretern der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn und der Reichsbahndirektion Dresden eine große Anzahl Vertreter der Sächsischen Staatsregierung, des Akademischen Rates Dresden, des Landesamtes für

[5]) Die am 15. 10. 1924 eingegangenen Angebote ergaben folgende Preisforderungen:
A) Für die Verstärkung (rd. 195 t Flußeisen und Stahlguß) und die Hebung der alten Gleisträger schwankten die Angebote von 8 Firmen zwischen 242 000 und 104 000 M., was im wesentlichen in der schwierigen Einschätzung der Baustellenarbeiten mit den Grenzwerten von 192 000 und 49 000 M. begründet war.
B) Für die Lieferung neuer Gleisträger nach dem Vorentwurf (rd. 676 t Flußstahl St. 37 und Stahlguß) wurden von 8 Angeboten 284 000 bis 215 000 M. verlangt, entsprechend einer Schwankung in den Einheitspreisen für das eiserne Tragwerk von 380 bis 295 M./t, bezw. in den Mittelwert für die Gesamtlieferung einschl. des Abbruches der alten Träger von 420 bis 318 M./t.
C) Für die Lieferung neuer Gleisträger nach dem Vorentwurf bezw. nach Sonderentwürfen bei Ausführung in Flußstahl St. 48 lagen 8 Angebote vor mit Gesamtforderungen von 234 000 bis 133 000 M. entsprechend Einheitspreisen für das Tragwerk von 370 bis 310 M./t und den Mittelwerten, wie vorher, von 413 bis 350 M./t.

Der Zuschlag wurde zunächst an Lauchhammer-Rheinmetall A. G. in Berlin als der Mindestfordernden zu C) unter Vorbehalt erteilt. Die endgültige Übertragung erfolgte unter Zugrundelegung der gleichen Preisforderung auch für den zur Ausführung bestimmten Entwurf, nachdem dieser grundsätzlich genehmigt worden war.

Abb. 11. Ursprüngliche Planung unter Verwendung der alten Tragwerke.

Abb. 12. Vorentwurf für die Ausschreibung.

Abb. 13. Sonderentwurf I der Firma Beuchelt & Co.

Abb. 14. Sonderentwurf II von Beuchelt & Co.

Abb. 15. Sonderentwurf I der L. R. A.

Abb. 16. Sonderentwurf II der L. R. A.

Abb. 17. Sonderentwurf III der L. R. A.

Abb. 18. Sonderentwurf IV der L. R. A.

Abb. 11—26. Entwürfe und

Abb. 19. Studie für eine Wölbbrücke von R. B. O. R. Fritzsche.

Abb. 20. Studie für eine Wölbbrücke von R. B. O. R. Fritzsche.

Abb. 21. Gegenvorschlag a der L. R. A.

Abb. 22. Gegenvorschlag b der L. R. A.

Abb. 23. Gegenvorschlag c der L. R. A.

Abb. 24. Gegenvorschlag von Prof. Dr.-Ing. Gehler.

Abb. 25. Gegenvorschlag des Verfassers.

Abb. 26. Entwurf von Prof. Dr. Tessenow.

Vorschläge für den Umbau der Brücke.

Denkmalpflege, des Landesvereins „Sächsischer Heimatschutz" und der Stadt Meißen teilnahmen. In dieser Sitzung wurde nach mehrstündigen lebhaften Verhandlungen und nachdem auch einige der hervorragendsten Mitglieder des Akademischen Rates unter Hinweis auf die bekannten großen Eisenbrücken ihrer Auffassung Ausdruck gegeben hatten, daß auch das Eisen eine voll befriedigende Lösung ermöglicht, eine Einigung auf folgender Grundlage erzielt:

1. Die Reichsbahndirektion Dresden stellt im Zusammenwirken mit dem Vertrauensmann der Sächsischen Künstlerschaft, Herrn Prof. Dr. Heinrich Tessenow, Dresden, einen neuen Entwurf für eine eiserne Brücke auf.
2. Sollte diese Zusammenarbeit nicht zu einem befriedigenden Ergebnis führen, so behält sich der Akademische Rat weitere Schritte vor.

C. Der Ausführungsentwurf.

Der von Prof. Dr. Tessenow auf Grund eingehender örtlicher Studien und in stetem Einvernehmen mit der Reichsbahndirektion Dresden aufgestellte Vorschlag für die äußere Gestaltung der neuen Brücke (Abb. 26) sieht einen über die drei Stromöffnungen durchlaufenden Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen und doppeltem Strebenwerk vor, der in halber Höhe von der Fahrbahn durchschnitten wird. Die beiderseitigen Seitenöffnungen erhalten ebenfalls Fachwerkträger, die jedoch nur halb so hoch werden wie die Hauptträger der Stromöffnungen, so daß sie mit einem einfachen Strebenzug dasselbe Bild zeigen wie der unterhalb der Fahrbahn liegende Teil der Hauptöffnungen (vgl. Abb. 26).

Zur Begründung dieser Hauptträgerform führt Herr Prof. Dr. Tessenow an, daß bei der als unabänderlich geltenden Pfeilerstellung der Strombrücke mit drei gleichen Öffnungen durch eine Krümmung der Gurtlinien kein befriedigendes Brückenbild geschaffen werden könne, und daß dem modernen Schnellverkehr nur die der Fahrbahn gleichlaufende gerade Linie entspreche. Außerdem verbiete die Lage der Brücke eine wesentliche Erhebung der Hauptträger über die Fahrbahntafel, um den freien Ausblick nach der Albrechtsburg nicht zu stören. Da ferner bei gekrümmten Gurtungen alle Streben verschiedene Neigungen haben, ergäben sich im Schrägbilde unerträgliche Stabgewirre und im Durchblick durch das von der Fahrbahn durchschnittene Fachwerk lauter verschiedenartige Flächenbilder, die unbedingt vermieden werden müßten. Die einem jeden Fachwerk eigentümliche Unruhe könne demnach nur durch geradlinige Gurtführung und gekreuzte Streben von durchweg gleicher Neigung einigermaßen gemildert werden.

Diesen Forderungen des Architekten konnte um so eher beigetreten werden, als ein Parallelträger die dem Walzvorgang entsprechende materialgerechteste Grundform ist und bei gleicher Querschnittsbemessung der gekreuzten Streben eines Feldes auch eine nahezu gleichmäßige Kraftverteilung auf beide Streben vorausgesetzt werden darf. Überdies sind nach den Untersuchungen von Hartmann[6]) Netzwerke mit gekreuzten Streben zu den Gebilden mit geringsten Nebenspannungen zu zählen.

Auch dem Einwand, daß der Parallelträger keine monumentale Tragwerksform darstelle, kann wohl durch den Hinweis begegnet werden, daß eine Brücke in flacher, landschaftlic reizloser Gegend einen selbständigen Baukörper bildet, d von allen Seiten weither gesehen werden kann und dah wohl in erster Linie durch die Führung seiner Umrißlinie wirken muß. Dagegen wird eine größere und zumal eine eiser Brücke in landschaftlich bevorzugter Gegend je nach de Standort des Beschauers und nach seinem Empfinden fa stets stören und möchte daher so anspruchslos und so durc sichtig als nur möglich ausgebildet werden. Die Frage na der Schönheit eines Brückenbauwerkes kann daher stets n in Beziehung zu seiner Örtlichkeit beurteilt werden und wi als reine Geschmacksfrage auch von jedem Beurteiler ande beantwortet werden.

Eine weitergehende Forderung des Architekten betrifft d Unterführung der Siebeneichener Straße am linken Elbufe für die von Prof. Tessenow zunächst ein Eisenbetonbalk mit ebenfalls geradlinigen Begrenzungen gewünscht wurd Da aber eine Lösung in Eisenbeton bei der großen Stützwei bahnseitig abgelehnt, vom Architekten aber durchaus vol kommen geschlossene, glatte Unter- und Seitenflächen verlan wurden, legte er einen Entwurf für eine gewölbte Brücke m einer 9,0 m weiten Durchfahrtsöffnung und einer kleinen 3,0 weiten Fußgängeröffnung vor (Abb. 27), die mit ihrer im übrig glatten, nur durch das Stadtwappen geschmückten Ansicht fläche gleichsam als Eingangstor zur Stadt Meißen erschein sollte. Durch diese Ausbildung des linksseitigen Brücke abschlusses wäre die unvermeidliche Hebung der Bauwerk unterkante über der Straße gegenüber der der übrigen Brüc in befriedigender Weise vermittelt und ein wirksamer A schluß für die dann vollkommen symmetrische Brücke g schaffen worden. Hierbei wurde weiter beabsichtigt, d zurzeit vor dem Pfeiler B stehende Diensthäuschen d Dampfschiffahrtsgesellschaft zu beseitigen und in dem Rau innerhalb des neuen Abschlußbaues unterzubringen oder organischer Verbindung mit diesem auszugestalten. Da d Kosten der reinen Wölbbrücke nicht wesentlich höhere si als die eines eisernen Überbaues mit dichter Fahrbah waren vonseiten der Reichsbahnverwaltung gegen die Lösung Bedenken nicht zu erheben.

Abb. 27. Erster Entwurf Tessenow für die Unterführung der Siebeneichener Straße.

Bei den Verhandlungen mit der Stadt Meißen wur jedoch gegen den Einbau des die Straßenfläche beträchtli einschränkenden und den freien Durchblick stark bee trächtigenden Zwischenpfeilers Einspruch erhoben und daru die nunmehr zur Ausführung bestimmte, dem ursprünglich Wunsche Prof. Tessenows entsprechende Lösung mit ei betonierten Blechträgern gewählt. Danach zeigt die Unte führung der Siebeneichener Straße in der von beiden Seit vollkommen gleichen Ansicht eine oben und unten ebe Platte mit einfachem Stabgeländer, die beiderseits von 3,40 breiten Pylonen begrenzt ist (Abb. 28). Durch diesen, d bisherige Straßenbreite um 1,70 m verschmälernden Übe bau erhält die eiserne Brücke einen wirkungsvoll beton Abschluß, der nach den auf der Stadtseite anschließend Betonstützmauern überleitet.

---
[6]) Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereins, Jahrgang 1922, Heft 13/14, Seite 60.

Wesentlich höhere Kosten verursacht die Ausbildung des stromabwärts anzubringenden Fußgängersteges nach dem Vorschlag Tessenow. Danach soll dieser nicht als auf Konsolen liegendes Anhängsel der Eisenbahnbrücke erscheinen, sondern

a) Ansicht, b) Grundriß, c) Querschnitt in Brückenmitte, d) desgl. in den Seitenöffnungen, e) desgl. an einem Strompfeiler.

Abb. 28. Die neue Eisenbahnbrücke.

Abb. 29. Höhenplan der Brücke.

einen besonderen äußeren Hauptträger erhalten, der über die ganze Brückenlänge, also auch über die Seitenöffnungen hinweg in gleicher Höhe und Ausbildung durchläuft. Dadurch wird es nötig, die vor einigen Jahren hergestellten Eisenbetonträger des Fußweges am linken Ufer ganz, am rechten Ufer zum

Teil wieder zu beseitigen, um besonders von der Stadtseite her das Bild eines einheitlichen, über die ganze Stromöffnung glatt verlaufenden symmetrischen Eisentragwerkes zu erhalten.

Eine weitere Forderung Prof. Tessenows ging dahin, die beiden mittleren Strompfeiler D und E (Abb. 28), die z. Zt. kürzer sind als die übrigen Pfeiler, nach stromabwärts um rund 2,0 m zu verlängern, um für die Unteransicht eine bessere Ausgestaltung der Pfeilerköpfe zu erzielen. Diese Verlängerung wäre zwar technisch und ohne kostspielige Gründungsarbeiten ausführbar gewesen, weil der Pfeiler D in geringer Tiefe auf Felsen gegründet ist, der Pfeiler E aber ein genügend langes Vorlager zur Aufnahme eines unbelasteten Pfeilervorkopfes besitzt. Doch ist diese nur mit Rücksicht auf das Aussehen der Brücke, nicht aber wegen der Tragfähigkeit der Pfeiler erforderliche Verlängerung der beiden Pfeiler in Anbetracht der hohen Kosten fallen gelassen worden.

Der nunmehr in der Ausführung begriffene endgültige Entwurf für den Eisenüberbau der Stromöffnungen hat die in Abb. 28 c—e ersichtliche Querschnittsanordnung. Hiernach erhält jedes Gleis einen besonderen Überbau mit zwei doppelwandigen Hauptträgern und rahmenartigen Querträgern, an denen auf der rechten Seite ein schmaler Gangsteg angebracht ist. Auf der linken Seite befindet sich der Fußsteg von 3,50 m Breite, der sich innen auf den linken Hauptträger des linken Gleises stützt, außen aber einen weiteren Hauptträger besitzt.

Die Gesamtanordnung der Brücke und die hierfür maßgebenden Grundlagen sind in Abbildung 29 zu ersehen. Die Höhenlage der Gleise ergibt sich aus der Fortführung der an den Bahnsteigen des Bahnhofes vorhandenen Neigung 1 : 400 bis zur Brückenmitte, wo diese mit einem über die ganze Mittelöffnung sich erstreckenden Ausrundungsbogen von 11 200 m Halbmesser in die spiegelbildlich gleiche Gegenneigung übergeführt wird. Die Gurtungen der Hauptträger verlaufen parallel zu den Gleisen derart, daß die Hauptträgeroberkante in den großen Öffnungen mit 1,85 m über SO den Reisenden freien Ausblick gewährt, während die Unterkante mit 4,16 m unter SO der Schiffahrt eine lichte Durchfahrtshöhe von 6,0 bis 6,20 m über den höchsten schiffbaren Wasserstand freiläßt.

D. Die Einzelheiten des Eisenüberbaues.

Hierzu Tafel 1 mit Abb. 30 bis 33.

Die Hauptträger der beiden Gleisträger über den Stromöffnungen (Abb. 28) sind durchlaufende Pfostenträger von 3 × 56,20 m Stützweite mit parallelen Gurtungen und gekreuzten Streben, die bei 5,62 m Feldweite und 5,62 m Netzhöhe durchweg die gleiche Neigung von 45° haben. Gurtungen und Streben besitzen doppelwandige Querschnitte und sind mittels durchweg gleich großen rechteckigen Knotenblechen miteinander verbunden (Abb. 31, Tafel 1). Da die Streben eines jeden Feldes je gleiche Querschnitte haben und vollkommen knicksicher sind, erhalten sie aus den Querkräften je gleich große Stabkräfte von verschiedenem Vorzeichen, deren statische Ermittlung am einfachsten durch Zerlegung der Hauptträger in zwei Fachwerke mit je halber Belastung erfolgen kann.

Die Höhe der Hauptträger ist zu $^1/_{10}$ der Stützweite gewählt worden, um die Durchbiegung der in Baustahl St. 48 ausgeführten Träger in den vorgeschriebenen Grenzen zu halten. Wie aus Abb. 34 hervorgeht, beträgt die größte Senkung im Mittelfeld unter der Verkehrsbelastung durch den N-Lastenzug 5,5 cm oder $^1/_{1020}$ der Stützweite, die größte Hebung bei Belastung einer Seitenöffnung 1,8 cm $= {}^1/_{3100}$ der Stützweite. Ähnliche Werte ergeben sich in den Seitenfeldern.

Die Querträger (Abb. 33, Tafel 1) sind Blechträger von 700 mm Höhe und mit den beiderseits anliegenden Hauptträgerpfosten zu vollwandigen Rahmen von H-Form ausgestaltet, deren Fußpunkte durch Querriegel aus ⌐⊏-Eisen miteinander verbunden sind[7]). Da die Querträgerunterkanten in der Höhe der Schnittpunkte der Hauptträgerstreben liegen, ist die untere Brückenhälfte von jeglichen die Durchsicht behindernden Querverstrebungen freigehalten. Nur in den Pfeilerquerträgern sind zur Verminderung der seitlichen Verschiebungen Verstrebungen vorhanden und die unteren Querriegel so steif ausgebildet, daß sie beim Absenken der Brücke deren Eigengewicht tragen können. Die hier gewählte Ausbildung der Querträger als Rahmen erfordert fast genau das gleiche Gewicht, wie die der Fachwerkträger des Vorentwurfes (Abb. 10) und ist auch in der Herstellung kaum teurer als diese.

Die Fahrbahnlängsträger sind ebenfalls Blechträger von 700 mm Höhe, verlaufen bündig mit den Querträgern in 1,80 m Abstand und sind mittels oben und unten durchschießender Platten zu über die ganze Brückenlänge durchlaufenden Trägern ausgebildet (Abb. 32, Tafel 1). Sie sind durch einen leichten Schlingerverband in Obergurtebene versteift und über den Querträgern abgestützt. Auf der Obergurtlamelle ist ein durchlaufendes Ausgleichseisen, — 60 . 15, befestigt, auf dem die Holzquerschwellen mittels eiserner Auflagerplatten aufsitzen, ohne die tragenden Querschnitte der Fahrbahnträger zu berühren.

Zur Querversteifung der Brücken dient ein Windverband in halber Höhe der Hauptträger, der aus einem einfachen, an den Querträgerenden angreifenden Stabzug besteht. Seine Streben sind zur Verminderung der Knicklänge an den Längsträgern ebenfalls befestigt. Die Übertragung der Strebenkräfte nach den als Windgurtungen mitbenutzten Hauptträgergurtungen erfolgt durch kleine Hilfsstreben, die nach den Kreuzungspunkten der Hauptträgerstreben führen (Abb. 30 und 32, Tafel 1). In den Anschlußpunkten der Windstreben sind die Längsträger durch leichte Querrahmen versteift und in drei Feldern Bremsverbände angeordnet.

Die Stützung der Hauptträger erfolgt auf dem Pfeiler D durch erhöhte Festlager, auf den Pfeilern C, E und F durch Rollenlager in der Ausbildung, wie sie vom Verfasser in der „Bautechnik“ 1925, Seite 254, vorgeschlagen worden ist[8]).

Die Hauptträger der kleinen Seitenöffnungen sind einwandige Parallelträger von 21,0 m Stützweite und $\frac{5,62}{2} = 2,81$ m

Mittelöffnung belastet — Seitenöffnung belastet — 56,2 m — 56,2 m — 56,2 m — mm — Längen: 1 : 1000, Verschiebungen: 1 : 4.

Abb. 34. Biegelinie der Hauptträger für feldweise Verkehrsbelastung durch N-Lastenzug.

[7]) Vgl. Gehler, Die Rahmen, III. Aufl., Seite 322 ff., wo die Berechnung dieser Rahmen durchgeführt ist.

[8]) Vgl. Karig, Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager. „Bautechnik“ 1925, Hefte 19 u. 20, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Abb. 30. Netzbilder der Hauptträger und des Windverbandes.

Abb. 32. Einzelheiten des Windverbandes.

Abb. 33. Querschnitt der Strombrücke.

Lithophot A.-G. C. L. Keller, Berlin S.

Verlag von Julius Springer, Berlin W 9.

Abb. 30. Netzbilder der Hauptträger und des Windverbandes.

Abb. 31. Einzelheiten der Hauptträger.

Abb. 32. Einzelheiten des Windverbandes.

Abb. 33. Querschnitt der Strombrücke.

Abb. 30—33. Einzelheiten des neuen Eisenüberbaues.

Lithophot A-G.C.L.Keller, Berlin S.

Verlag von Julius Springer, Berlin W 9.

Netzhöhe, die einen einfachen Strebenzug mit einer Streben-neigung von 47° $\left(\text{tg}\ \alpha = \frac{8 \cdot 2{,}81}{21{,}00} = 1{,}0705\right)$ gegen die Wagerechte haben. Die in $\frac{21{,}0}{4} = 5{,}25$ m Abstand liegenden Querträger sind ebenfalls als Zweigelenkrahmen von etwa gleicher Form, wie in den Hauptöffnungen, ausgebildet, was auch für die Fahrbahnträger gilt. Nur in der Öffnung F—G des linken Gleises ist durch die darauf liegende Weiche der Einbau weiterer Längsträger nötig geworden, um das abzweigende Gleis zu stützen (vgl. Abb. 28 b).

Auf der stromaufwärtigen Seite der Brücke ist ein schmaler Bedienungssteg angeordnet, dessen Randträger mit dem Geländer so hoch liegt, daß seine Unterkante die Mittellinie der großen Hauptträger und den Obergurt der kleinen Hauptträger deckt. Durch das dichte Geländer (Abb. 35), dessen Füllungsstäbe in Feldern von $\frac{5{,}62}{2} = 2{,}81$ m Länge geteilt, jeweils die gleiche Neigung wie die dahinterliegende Hauptträgerstrebe aufweisen, wird der obere Teil der hohen Hauptträger in der Brückenansicht etwas verdeckt, so daß der Sprung der Hauptträger-Obergurte über Pfeiler C und F etwas gemildert wird.

Abb. 35. Einzelheiten des Geländers.

Zur Erleichterung der Unterhaltung des Tragwerks ist in jeder Öffnung der Strombrücken ein leichter Besichtigungswagen vorgesehen (Abb. 33 auf Tafel 1), der auf den Innenkanten der Untergurtung läuft und herabklappbare Austritte erhält, um auch die Untergurtungen bequem besichtigen zu können.

Sämtliche tragende Teile der Brücke sind aus St. 48 hergestellt mit alleiniger Ausnahme der Randträger nebst Konsolen und Geländer, die in St. 37 ausgeführt sind.

F. Der städtische Gangsteg.

Der auf Kosten der Stadt Meißen zu erbauende neue Gangsteg erhält eine Breite von 3,50 m und als Belag (vgl. Querschnitt Abb. 33, Tafel 1) eine Eisenbetonplatte mit Asphaltdecke. Diese erhält eine sattelförmige Oberfläche mit beiderseitiger Querneigung 1 : 50, zu deren Entwässerung in den beiderseitigen Schnittgerinnen Abflußlöcher vorgesehen sind. Getragen wird der Belag von einem Trägerrost, der aus Haupt- und Nebenquerträgern in 2,625 m Abstand sowie aus den dazwischen gespannten Geländerträgern und einem mittleren Längsträger besteht. Die Hauptquerträger sind an den Hauptpfosten des linken Gleisträgers gelenkig angeschlossen, während die rechten Enden der Nebenquerträger durch die inneren Randträger getragen werden. Die linken Querträgerenden sind auf dem Steghauptträger gelenkig gelagert und durch den äußeren Randträger verbunden.

Durch diese gelenkige Verbindung des Hauptträgers, der auch im Untergurt nur durch Querstreben gegen den Gleisträger abgesteift ist, bleibt der Stegträger unbeeinflußt von den Gleislasten. Bei der Befahrung des linken Gleises wird sich daher die Stegplatte, der Durchbiegung des Gleisträgers entsprechend, schief stellen. Da aber diese im Mittel nur $\frac{5{,}0 + 2{,}5}{2} =$ rd. 3,8 cm beträgt, ergibt sich die Winkeländerung des Steges nur zu etwa 1 : 80, wird demzufolge für die Fußgänger kaum fühlbarer werden als bei dem jetzigen Zustand.

Der Hauptträger selbst ist ein einwandiger Parallelträger von 2,81 m Netzhöhe, der über den drei großen Öffnungen als durchlaufender Träger von 3 × 56,2 m, in den Seitenöffnungen als einfacher Träger von 22,0 m Stützweite gebildet ist. Das Verhältnis der Höhe zur Stützweite ist zwar in den Mittelöffnungen nur $^1/_{20}$, erscheint aber beim durchlaufenden Träger noch zulässig, um so mehr, als die rechnungsmäßige Vollbelastung nur selten auftreten und nur ganz allmählich erreicht werden kann. Demnach wird auch die zu erwartende größere Durchbiegung des Stegträgers für die Fußgänger nicht störend wirken.

Diese Lösung erfordert allerdings einen wesentlich höheren Kostenaufwand als die ursprünglich beabsichtigte Stützung des Steges durch am linken Gleisträger anzubringende Konsolen, weil diese nicht viel mehr Gewicht erfordert hätten als die jetzigen Querträger der Gangbahn. Dagegen hätte die zur Aufnahme der ganzen Steglast erforderliche Verstärkung des linken Hauptträgers nicht entfernt soviel Eisen erfordert, wie der besondere, nur halb so hohe Hauptträger des Steges. Die Mehrkosten werden gegenüber dem Vorentwurf weiter erhöht durch die Notwendigkeit, die vorhandenen Eisenbetonträger abzubrechen und durch neue Eisenüberbauten zu ersetzen.

Die Höhenlage des Steges ergibt sich aus der Bedingung, daß die Hauptträger die gleiche Strebenneigung bekommen und ihre Unterkanten in gleicher Höhe liegen sollen wie die Hauptträger der beiden Gleise. Demnach liegt seine Oberkante auf den eisernen Brückenträgern, ähnlich wie im jetzigen Zustand, 0,80 m unter Schienenoberkante. Von diesen ausgehend, fällt die Gangbahn nach beiden Seiten mit Neigungen von 1 : 20 bis auf die Höhe der anschließenden Straßenzüge (Abb. 29).

G. Die Unterführung der Siebeneichener Straße.

Die Unterführung der Siebeneichener Straße bildet den linken Abschluß des nunmehr vollkommen symmetrisch ausgebildeten Eisenüberbaues der Strombrücke und besteht in der Ansicht (Abb. 39) aus einer 1,8 m hohen wagerechten Platte mit aufgesetztem einfachen Stabgeländer, die beiderseits durch 3,4 m breite glatte Pylonen begrenzt ist. Zur Erzielung dieser Pylonenstärke von 3,4 m, an die sich unter der Brücke eine glatt durchlaufende Wandfläche anschließen soll, muß der vorhandene Pfeiler B um 1,7 m verstärkt werden. Der dadurch bedingten Verringerung der Lichtweite der Brücke von 18,8 m auf 17,12 m steht eine Vergrößerung der Lichthöhe von 3,9 m auf 5 m gegenüber, so daß die Veränderung für den Straßenverkehr eine wesentliche Verbesserung bedeutet.

Im Querschnitt zerfällt auch dieser Überbau in 3 Einheiten, die aus Blechträgern in Beton gebildet und durch lotrechte, äußerlich aber kaum in Erscheinung tretende Fugen getrennt werden (Abb. 38).

Die beiden Gleisträger bestehen aus je 7 Blechträgern von 18,80 m Stützweite und 1,30 m Stegblechhöhe, die vollständig in Beton eingehüllt werden. Sie bilden demnach je eine wagerechte Platte von 5 m Breite und 2 m Dicke, die den beiderseits

abgeschlossenen und durch eine Asphaltplatte mit Ziegelschutzschicht gedichteten Gleiskoffer trägt. Der Zwischenraum zwischen den beiden Gleisträgern wird oben und unten durch je eine Eisenbetonplatte abgeschlossen, tritt also äußerlich nicht in Erscheinung. Die 1,70 m starke Pfeilervorlage wird bis auf den gewachsenen Felsen herabgeführt und zur Auflagerung der Blechträger benutzt. Ihre Kosten werden durch die Verringerung der Stützweite der Brücke gedeckt.

wagerecht abgeglichener Sockel mit eisernem Stabgeländer, Abb. 36, dessen Holm am Pfeiler B 1,60 m, am Pfeiler A aber 2 m über der Gangbahnoberkante liegt. Die weiteren Einzelheiten sind aus Abb. 36 bis 39 zu ersehen.

H. Die Bauausführung.

Die Herstellung des neuen Eisenüberbaues für die ganze Brücke ist auf Grund des beschränkten Wettbewerbes der Firma „Lauchhammer-Rheinmetall-A.-G.“ übertragen worden, deren technisches Büro in Berlin die Ausarbeitung der statischen Berechnungen und Werkzeichnungen nach den Angaben des Verfassers durchgeführt hat. Die Herstellung des eisernen Tragwerkes erfolgt unter Verwendung des vom Stahl- und Eisenwerk Riesa der L. H. L.-A.-G. gelieferten Walzeisens aus Baustahl St. 48 in der Brückenbauanstalt Lauchhammer-Oberhammer.

Abb. 36. Längsschnitt des Gangsteges.

Abb. 37.

Abb. 38.

Zur Überführung des Fußgängersteges wird als Ersatz für die jetzt vorhandenen Eisenbetonträger ebenfalls eine durch Blechträger in Beton gebildete Platte hergestellt, die in der Mitte einen Kanal zur Durchführung einer i. L. 400 mm weiten Gasleitung erhält (Abb. 36). Der Neigung des Steges entsprechend, werden die Oberflächen der Platte und damit auch die Obergurtung in der am Pfeiler A anstoßenden Hälfte mit einer Neigung 1:20 ausgeführt, so daß der Kanal am Pfeiler A nur eine zur Durchführung des Rohres eben ausreichende lichte Höhe von rd. 60 cm erhält. Das Höhenverhältnis der vier in der Mitte 1,20 m hohen Blechträger zur Stützweite ist auch hier nur rd. 1:16, also reichlich schlank, aber schon aus dem Grunde ausreichend, weil das Verhältnis der ständigen Last zur Verkehrslast hier rd. 10:1 ist, sodaß eine nur sehr geringe elastische Durchbiegung zu erwarten ist. Zur seitlichen Begrenzung des 3,5 m breiten Fußweges dient beiderseits ein

Abb. 39. Ansicht von stromaufwärts.

Für die Aufstellung der neuen Brücke wird die bestehende Brücke als Aufstellungsgerüst derart verwendet, daß die alten Gleisträger nach Abb. 40 unter Beibehaltung ihrer Höhenlage um rd. 1,5 m nach außen verschoben und mit einem 8,2 m breiten Bohlenbelag versehen werden, der durch besondere, auf die Untergurte der Hauptträger und die Fahrbahnlängsträger verlegte Hilfsträger getragen wird. Auf diesem seitlich durch 1,5 m hohe Brettwände begrenzten Montageboden wird das

neue Tragwerk etwa 1,35 m über der endgültigen Höhenlage zusammengebaut und vernietet, wobei zum Befördern und Versetzen der Eisenteile ein schmalspuriges Baugleis und ein die ganze Brückenlänge bestreichender Montagelaufkran benutzt werden.

Um den Einbau der den linken Hauptträger durchdringenden Querträger zu ermöglichen, mußte dieser durch Entfernen von Teilen der Streben und Pfosten des einen Stabzuges und Einschalten passender Hilfsstreben umgebaut werden, so daß er die in Abb. 41 ersichtliche Netzform aufweist. Ebenso mußten verschiedene Teile des oberen Windverbandes entfernt oder versetzt werden, um den für den neuen Träger nötigen Raum zu schaffen (vgl. Abb. 40 und 42). Nach Fertigstellung des neuen Tragwerks wird dieses mittels Schwellenstapeln auf die Pfeiler abgesetzt, so daß es sich selbst und den zur Entfernung der Rüstung und für seinen Abbruch anzuhängenden alten Überbau zu tragen vermag. Dieser wird sodann zerschnitten und teils unter Benutzung der neuen Fahrbahnträger nach oben, teils in untergestellten Kähnen abgefördert.

Zum Absenken des über drei Felder durchlaufenden neuen Tragwerkes wird dieses dadurch statisch bestimmt gemacht, daß die Gurtstöße in den Feldern 8—9 vorübergehend gelöst und dadurch 2 Gelenke gebildet werden. Diese Gurtstöße werden erst nach dem Absetzen des Tragwerkes auf seine endgültigen Lager vernietet, so daß der Träger bezüglich seines Eigengewichtes statisch bestimmte Spannungen erhält. Der alte Gleisträger über der Siebeneichener Straße ist bereits bei Beginn der Baustellenarbeiten angehoben und mittels eines vorübergehend aufgestellten Bockgerüstes abgebrochen worden, wogegen in den an die Stromöffnung anschließenden Seitenöffnungen mittels besonderer eiserner Hilfsträger freitragende Montagerüstungen errichtet wurden, mit deren Hilfe die alten Träger abgebrochen und die neuen Träger in endgültiger Höhenlage zusammengebaut werden konnten.

Abb. 40. Aufstellungsgerüst.

Abb. 41. Abänderung des linken Hauptträgers für den Einbau der neuen Brücke.

Mit der seitlichen Verschiebung der alten Gleisträger in den Stromöffnungen und dem Ausbau der kleinen Träger Hand in Hand gehend, wurden auch die abzubrechenden Teile der Pfeiler beseitigt und der Platz für die neu einzubauenden Auflagerquadern geschaffen. Die Pfeiler selbst sind als Quadermauerwerk aus bestem Postaer Sandstein hergestellt, der sich in vorzüglichem Zustand befindet. Da jedoch nur die obersten drei Quaderschichten von je 0,55 m Stärke in ganzer Pfeilerbreite durchgeführt sind, darunter aber nur der rd. 1,0 m dicke Mantel

aus Quadern, der Pfeilerkern dagegen mit Ausnahme einiger Verbindungsrippen aus Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel besteht, so konnte diesem nicht die gleiche Belastung zugemutet werden wie einem vollen Quadermauerwerk. Zur Sicherung gegen unliebsame Überraschungen wurden daher die Auflager-

Abb. 42. Blick in Brückenachse während der Aufstellung des rechten Gleisträgers.

quadern über die ganze Pfeilerbreite durchgeführt und als biegungsfeste Eisenbetonklötze von der in Abb. 43 und 44 ersichtlichen Form ausgebildet. Ihre rechtzeitige Fertigstellung vor Beginn der eigentlichen Montage wurde leider durch den sieben Wochen dauernden Bauarbeiterstreik verhindert, so daß die Ausführung der Auflagerquadern nunmehr unter wesentlich ungünstigeren Raumverhältnissen erfolgen muß und auch die fristgemäße Beendigung der Bauarbeiten in Frage gestellt wird.

Die Herstellung der Überbauten für das linke Gleis und den Gangsteg soll im Jahre 1926 im wesentlichen in gleicher Weise erfolgen, wie beim diesjährigen Bau des rechten Gleises. Da hierbei der Fußgängerverkehr auf dem Gangsteg sowohl durch das seitliche Verschieben der großen Gleisträger und die weiteren Bauarbeiten mehrfach unterbrochen werden müßte und ohne Gefährdung der Fußgänger selbst bei äußerster Beschränkung auch zwischenzeitlich kaum möglich ist, wird eine etwa siebenmonatige gänzliche Sperrung des Fußgängerverkehrs nicht zu vermeiden sein. Während dieser Zeit soll die Verbindung der beiden Ufer an dieser Stelle durch eine Dampffähre aufrechterhalten werden, wie es bereits früher der Fall gewesen ist.

Das Gesamtgewicht des neuen Eisenüberbaues ist zu 1310 t berechnet, wovon

auf das rechte Gleis rd. 590 t
,, ,, linke ,, rd. 575 t
,, den Gangsteg rd. 145 t

entfallen. Im einzelnen verteilt sich das Gewicht wie folgt:

Strombrücke des rechten Gleises
(Gesamtlänge $L = 3 \cdot 56{,}2 + 0{,}8 = 169{,}4$ m)

	t	t/m
Gewicht der Hauptträger (ohne Pfosten)	316,7	1,87
,, der Querträger (mit Pfosten)	75,3	0,45
,, des Windverbandes	18,3	0,11
,, der Fahrbahnträger (mit Quer-versteifungen)	58,3	0,34
,, des Dienststeges mit Geländer	21,6	0,13
,, der Lager	17,0	0,10
	507,2	3,00

2 Seitenbrücken des rechten Gleises
($L = 2\,(22{,}0 + 0{,}8) = 45{,}6$ m)

	t	t/m
Gewicht der Hauptträger (ohne Pfosten)	31,9	0,70
,, der Querträger (mit Pfosten)	20,2	0,45
,, des Windverbandes	3,8	0,08
,, der Fahrbahnträger	18,4	0,40
,, des Dienststeges mit Geländer	5,6	0,12
,, der Lager	3,2	0,07
	83,1	1,82

Beim linken Gleis fällt einerseits der Dienststeg weg, andererseits kommt die durch Anhängung des Gangsteges erforderliche Verstärkung des linken Hauptträgers im Gewicht von rd. 11,3 t hinzu, sodaß der Eisenüberbau des linken Gleises

	t	t/m
in der Stromöffnung: 507,2 — 21,6 + 11,3	496,9	2,94
in den Seitenöffnungen: 83,1 — 5,6	77,5	1,70

wiegt.

Abb. 43 und 44. Quer- und Längsschnitt der Strompfeiler D und E mit den neuen Eisenbeton-Auflagerquadern.

Schlußbemerkung.

Die vorstehenden Ausführungen mögen ein Bild geben über die Schwierigkeiten, mit denen beim Umbau einer Brücke gerechnet werden muß, bei dem die Belange weiterer Bevölkerungskreise in Frage kommen. Die Beurteilung, inwieweit die Einsprüche des Landesvereins ,,Sächsischer Heimatschutz" gegen die Planungen der Reichsbahnverwaltung und der dabei mitbeteiligten Firmen gerechtfertigt waren und ob mit der gewählten Gestalt der Brücke allen Wünschen Rechnung getragen worden ist, muß der Zukunft überlassen bleiben. Verfasser

stand von vornherein auf dem Standpunkt, daß die Eisenbahnelbbrücke auch in anderer Form der Schönheit des Landschaftsbildes kaum wesentlichen Eintrag gemacht hätte, sofern der Beschauer der Albrechtsburg sich seinen Standpunkt nicht so wählt, daß diese durch die Brücke verdeckt wird (vgl. Abb. 45 und 46). Für die bei den vorhergehenden Entwürfen bemängelten und nur in nächster Nähe erkennbaren Einzelheiten des Bauwerks aber dürfte die größte Zahl der Beschauer kaum genügendes Verständnis besitzen, während der Fachmann ihre Begründung ohne weiteres erkannt hätte.

Letzten Endes wird jeder Beschauer das Bauwerk nach seinem persönlichen Empfinden beurteilen, und dieses Urteil wird jedesmal anders ausfallen. Ich schließe daher mit dem Wunsche, daß die unbefangen urteilenden Fachgenossen sich mit dem unter dem Einflusse der Architekten entstandenen fertigen Bauwerk ebenso vollkommen abzufinden vermögen wie ich.

Abb. 45. Die alte Brücke von stromaufwärts gesehen.

Abb. 46. Die alte Brücke von stromabwärts gesehen.

BAUSTOFF UND BAUFORM.

Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde.

In dem vorstehend wiedergegebenen Aufsatz ist die Gestaltungsgeschichte eines eigenartigen Brückenbildes ausführlich geschildert. Gesamtform und Einzelheiten dieser Brücke klingen an Vorbilder aus den ersten Zeiten des Eisenbrückenbaues an und werden sicherlich in der Öffentlichkeit sehr verschieden beurteilt werden. Es ist daher zu begrüßen, daß Regierungsbaurat Karig ein lückenloses Bild der Entwicklung dieses interessanten Baues gibt und Formgebung wie Einzelheiten der Brücke durch die besonderen obwaltenden Anforderungen und Rücksichten zu rechtfertigen sucht.

Die bei der Ausschreibung und Planung sich abspielenden Vorgänge sind für die Fachwelt und Öffentlichkeit gleichermaßen bedeutungsvoll. Sie berühren alte Streitfragen und haben derart ungünstige Urteile über eiserne Brücken zutage gefördert, daß die Ingenieurwelt, besonders aber die des Eisenbaues, sie nicht gleichgültig hinzunehmen vermag.

Die Formensprache des Eisens wird in manchen Kreisen offenbar heute noch nicht verstanden. Vielleicht weil man sie in romantischer Liebhaberei nicht verstehen will, vielleicht aber auch, weil auf diesem Gebiet in der Vergangenheit Sünden in außerordentlichem Maße begangen sind, in deren Urheberschaft sich Architekten und Ingenieure gleichermaßen teilen. Jahrzehnte hindurch hat man bei großen eisernen Brückenbauten, soweit das eiserne Tragwerk selbst in Betracht kam, i. d. R. die Erfordernisse der Wirtschaft und des Verkehrs als Wichtigstes in den Vordergrund gestellt, und dann aber die so zustande gekommenen Brücken unter Aufwand erheblicher und kaum zu rechtfertigender Mittel mit umfangreichen Tor- und Turmbauten versehen. Wenn heute in der Verurteilung dieser überflüssigen Zutaten Einigkeit besteht, so sehen wir in der für die Form der neuen Elbbrücke gegebenen Begründung, daß eiserne Brücken in reizvollen Landschaftsbildern nur möglichst anspruchslos und unauffällig wirken sollen, keinen Gegensatz zu dieser Gepflogenheit, sondern lediglich eine Steigerung auf der gleichen Linie; denn die vorgesetzten Brückentore sollten dem Beschauer die Brücke ja nur verdecken oder das Auge von ihr, dem häßlichen aber notwendigen Übel, ablenken. Wie anders wäre sonst das Urteil der Mehrzahl der Mitglieder des Sächsischen Landesvereins „Heimatschutz" zu erklären, daß im Stadtbilde Meißens nur eine Wölbbrücke, äußerstenfalls aber noch eine Eisenbetonbrücke in Frage kommen könne. Wenn es sich hierbei nur um eine Frage des Geschmackes handeln würde, könnte man sich mit diesem Urteil abfinden, denn es wäre müßig, darüber zu streiten. Wir betrachten dieses Urteil aber lediglich als eine Wiederholung der durch Künstler- und Architektenkreise des öfteren vertretenen Anschauungen, eiserne Brücken müßten notwendigerweise schöne Gegenden verschandeln, Äußerungen, die von Interessenten anderer Bauweisen aufgenommen, bei allen möglichen Gelegenheiten zu Propagandazwecken ausgenutzt wurden.

Wir möchten unsere Bewunderung für die alten schönen Steinbrücken durchaus nicht verhehlen, zugleich aber damit die Frage stellen, wie alle Aufgaben des modernen Verkehrs mit Brücken aus echtem oder unechtem Stein gelöst werden sollen. Man läßt sich bei solchen Urteilen allein von der Wucht und — wie zugegeben sein mag — wenig schönen Form mancher eisernen Brücke beeinflussen, bedenkt aber nicht, daß solche Brücken vielfach die schwierige und zugleich undankbare Aufgabe übernehmen mußten, aufs äußerste beschränkte Bauhöhen mit strombau- und schiffahrtstechnischen Anforderungen unter geringstem Kostenaufwand so zu vereinen, daß die Sicherheit eines sich immer stärker entwickelnden Verkehrs gewährleistet war, Anforderungen, die dann den Ingenieur zwangen, grobmaschige Tragwerke von größter Steifigkeit über der Fahrbahn anzuordnen, und die in Stein überhaupt nicht zu erfüllen sind. Die Abbildungen 19 und 20 des Karigschen Aufsatzes zeigen zur Genüge, wie das Fahrwasser bei Ausführung einer nach der Auffassung der Dresdner Künstler- und Architektenvereine allein möglichen Wölbbrücke hätte verbaut werden müssen, von den gewaltigen Kosten ganz abgesehen. Versuche, Tragwerke über der Fahrbahn in Eisenbeton auszuführen, widersprachen der Eigenart dieses Baustoffes und ergaben unmögliche Proportionen, die das Landschaftsbild noch weit mehr erdrücken. Eine große Zahl eiserner Brücken ist unter diesen ungünstigen Anforderungen entstanden, und vielfach wurden dabei unter alleiniger und sorgfältiger Beobachtung der statischen und konstruktiven Grundsätze und unter dem Gesichtspunkte geringster Baukosten wenig befriedigende Tragwerke entworfen. Man kann diesen Bauwerken aber doch zugute halten, daß sie mit beigetragen haben zu der beispiellos glänzenden

Entwicklung unserer Wirtschaft und unseres Verkehrs in der Vorkriegszeit, eine Entwicklung, die die Geschichte heute das Zeitalter des Eisens nennt.

Bei aller Würdigung und Anerkennung der in schönheitlicher Hinsicht an unsere Verkehrsbauten zu stellenden berechtigten Ansprüche geht es aber nicht an, sich über die zum Teil rauhen und gebieterischen Forderungen der Wirtschaft hinwegzusetzen; denn diese verbieten von selbst, daß man die Schiffahrt auf einen mittelalterlichen Betrieb und Umfang einengt oder bei jeder Brücke einen steilen Berg zu überwinden gezwungen ist, nur damit große Bauhöhen und Bauräume für schöne Brücken zur Verfügung stehen. Eiserne Brücken sind aus diesem Grunde nicht zu entbehren. Für den Baukünstler schaffen sie naturgemäß ganz anders geartete Verhältnisse, die sich nicht an überlieferte Schönheitsbegriffe und Maßstäbe binden lassen; denn alle Versuche, dem härteren und spröderen Eisen altbekannte Bauformen aufzuzwingen, müssen fehlschlagen.

An Hand einiger Beispiele möge gezeigt werden, daß vervollkommnete Berechnungs- und Bearbeitungsverfahren die Mittel geliefert haben, auch eiserne Brücken in ansprechenden und schönen Formen durchzubilden. Die in Abb. 1 gezeigte Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Rüdesheim stellt ein neueres unter diesen Gesichtspunkten zustandegekommenes Bauwerk dar, welches sich in einem der schönsten Teile des Rheintals und in unmittelbarer Nachbarschaft des mit den begrenzenden Höhenzügen Niederwald und Rochusberg beginnenden engen Taleinschnitts befindet.

An Lieblichkeit steht diese Gegend der Umgebung von Meißen wohl kaum nach, und daß nicht nur Ingenieurkreise dieses Bauwerk als schön und gut gelungen empfinden, beweist die Tatsache seiner Wiedergabe in einem vom Deutschen Heimatschutz herausgegebenen Sammelwerk[1]).

In Grenzfällen gibt uns mitunter auch nur das Eisen die Möglichkeit, das Tragwerk unter der Brücke anzuordnen, und als neuestes Beispiel hierfür sei der Wettbewerb für die dritte Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim angeführt, über den Baurat Bernhard in diesem Heft ausführlich berichtet, und dessen Ergebnisse wiederum gezeigt haben, daß den scharfen Anforderungen der Ausschreibung nur eiserne Tragwerke in vollkommener und wirtschaftlicher Art und Weise gerecht werden können. Zu welch straffen und kühnen Formen solche Fälle führen können, beweist die zweite, in Abbildung 2 dargestellte Neckarbrücke in Mannheim, ein Bauwerk, das zweifellos allen Ansprüchen auf Schönheit und Anpassung in das Landschaftsbild im vollen Maße gerecht wird.

Abb. 1. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Rüdesheim.

Ebenso gut befriedigt das Auge die ältere Rheinbrücke in Koblenz (Abb. 3), die als Bogenbrücke mit dem Tragwerk unter der Fahrbahn sich prächtig in die schöne Umgebung einfügt.

Wir könnten unseren Ausführungen zahlreiche Beispiele ähnlicher Art noch anfügen, beschränken uns aber auf die Wiedergabe dieser Bilder, weil sie für die Widerlegung des eingangs erwähnten Urteils vollkommen ausreichen dürften.

In seiner Schlußbetrachtung glaubt nun Regierungsbaurat Karig das Urteil über die Gestalt der bei Meißen entstehenden neuen Elbbrücke der Zukunft überlassen zu müssen. Wir fürchten, dieses Urteil wird nicht restlos günstig ausfallen. Eines ist mit der gewählten Gestalt zweifellos erreicht, die Brücke erscheint anspruchslos. Das Auge mag sich aber noch so sehr durch die Schönheiten der umgebenden Landschaft fesseln lassen, ein Bauwerk von dieser Größe läßt sich nicht übersehen, und diese Brücke schon deshalb nicht, weil sie bei aller Anspruchslosigkeit der äußeren Linien durch ihre Gliederung auffallen muß. Im Widerspruch zu dem vom Sächsischen Landesverein „Heimatschutz" über den Ausschreibungsentwurf (Abb. 12 des Karigschen Aufsatzes) gefällten Urteil, daß das Gitterwerk der Brücke zu unruhig wirke, und im Widerspruch zu einem ingenieurtechnischen Grundsatz, der möglichst klares und zuverlässig zu beherrschendes Kräftespiel verlangt, zeigt die neue Brücke ein gekreuztes Strebenwerk, welches die Schnittpunkte der in halber Höhe angeordneten Fahrbahn maskieren

Abb. 2. Zweite Neckarbrücke in Mannheim.

[1]) Lindner-Steinmetz, „Die Ingenieurbauten in ihrer guten Gestaltung", Berlin 1923, Wasmuth, A.-G.

und gleiche Flächenbilder schaffen soll. Es sei zugegeben, daß man diese Gründe gelten lassen kann, wenngleich kaum zu befürchten war, daß das hinter den Hauptträgern liegende Fahrbahnband in seiner grauen, unscheinbaren Farbe eine starke Beunruhigung des Füllungsbildes verursacht hätte.

Eine strenge Kritik wird aber gegen die gewählte Füllung geltend machen können, daß dem statischen Empfinden des Laien durch die fast handwerklich anmutenden, sich eintönig wiederholenden Andreaskreuze kein Verständnis für die doch nicht gerade unbedeutende Aufgabe des Bauwerkes vermittelt wird. Das lange Band der Tragkörper wirkt bei seiner parallelen Begrenzung gedrückt, die Füllung aber etwas spielerisch. Menschengeistes ihrem Ufer verbindenden Charakter entsprechend hervortreten zu lassen. Was man Wölbbrücken ohne weiteres zubilligt, einen gewissen Schwung in der Linienführung, wird dieser eisernen Brücke verweigert.

Es sei aber zugegeben, daß hier dem freien Gestalten durch die gegebene und aus wirtschaftlichen Gründen unter allen Umständen beizubehaltende Pfeilerstellung sehr enge Grenzen gezogen waren. Manch einer der in dem Karigschen Aufsatz unter Abb 12 bis 25 gezeigten Entwürfe gibt ein eindrucksvolles Bild von der hierdurch bei der Planung hervorgerufenen Schwierigkeit. Immerhin aber ließe sich doch sagen, daß der von der ausführenden Eisenbauunternehmung eingereichte Entwurf (Abb. 18) ebenso auch die Brückenformen nach Abb. 24 und 25 bereits Lösungen darstellen, die dem Landschaftsbild kaum viel Abbruch getan hätten. Die allerdings erst nach Ausarbeitung der Angebotsentwürfe erhobene und durchaus verständliche Forderung der freien Sicht von der Brücke wird schon nach den Abb. 16, 17, 18, 21, 22 und 23 in starker Annäherung erfüllt, und wir bezweifeln nicht, daß auch die bauausführende Firma dieser Forderung ohne weiteres Rechnung getragen hätte, wenn sie bei der späteren Bearbeitung hinzugezogen worden wäre. Es kam aber anders, wie aus dem Aufsatz Karig hervorgeht, und dem Architekten wurde ein bestimmender Einfluß auf die Brückenform eingeräumt und nur der ausschreibenden Behörde das Recht der Mitarbeit zugestanden. Auch die Technische Hochschule zu Dresden, deren Bauingenieurabteilung als hervorragende Pflegestätte der Brückenbauwissenschaften bekannt ist, war bei der endgültigen Entwurfsgestaltung nicht zugezogen.

Abb. 3. Rheinbrücke bei Coblenz.

Abb. 4 und 5.

Dieser Eindruck muß in der Perspektive durch die vielfachen Überschneidungen der kreuz und quer laufenden Füllstäbe noch verstärkt werden. In der äußeren Linie wirkt der gerade abfallende Übergang über den Uferpfeilern hart und nüchtern. Wie Abb. 4 u. 5 zeigen, hätte die gewählte Kreuzverstrebung der Mittelöffnungen auch gar keine andere Möglichkeit gelassen, denn ein die Höhenunterschiede der Hauptträger vermittelnder Übergang zu der niedrigen Seitenöffnung durch abschrägende Verbindung der oberen Gurte wäre noch häßlicher ausgefallen.

Einen Vergleich mit den in Abb. 1 und 3 dargestellten Rheinbrücken wird dieses Bauwerk wohl kaum bestehen können. Dort Kühnheit und Ausdruck in den der Aufgabe entsprechenden Konstruktionslinien, durch welche zugleich auch die Majestät des unten durchfließenden Stromes betont wird, hier aber ein nüchternes und kleinlich erscheinendes Bauwerk, welches offenbar nur mühsam die Spannungen von Pfeiler zu Pfeiler bezwingen kann. Die gerade durchlaufenden Gurtungen könnten schon noch einigermaßen versöhnen, wenn die Seitenöffnungen den Gleichklang dieser Linien, die bei den alten Gitterbrücken über Rhein und Weichsel recht gut wirkten, nicht wieder vernichteten. Allerdings war die Entwurfsbearbeitung bei der Ausbildung dieser Seitenöffnungen an beschränkende und ungünstige Anforderungen gebunden; immerhin hätte unseres Erachtens dieser Umstand zur Befriedigung des Auges geradezu eine Hervorhebung der Stromüberbauten verlangt. Weshalb soll sich auch ein Bauwerk solcher Größe sozusagen seiner Existenz schämen, es besteht im Gegenteil alle Ursache, solche außergewöhnlichen Werke schaffenden

Einen besonderen Hinweis verdienen noch die hier wie bei vielen Wettbewerben erkennbaren, dem Eisenbau eigenen.

mannigfachen Konstruktions- und Gestaltungsmöglichkeiten und seine alle anderen Baustoffe überragende Anpassungsfähigkeit an die schwierigsten Grundbedingungen. Die Abb. 12 bis 18 und 21 bis 25 liefern dafür eine Reihe von Beispielen, ohne aber alle Möglichkeiten zu umfassen. Die aus schönheitlichen wie praktischen Gesichtspunkten vielfach vorzuziehenden vollwandigen Ausführungsformen sind hierbei noch gar nicht berücksichtigt. In den Abb. 6 und 7 ist in Anlehnung an ausgeführte Beispiele und Entwürfe der Versuch zweier vollwandiger Lösungen gemacht. Im Gegensatz zu der von Professor Dr. Tessenow aufgestellten Forderung ist die Begrenzung der Hauptträger aber nicht in parallelen Geraden durchgeführt, sondern der Untergurt dem Verlauf der Biegungsmomente angepaßt. Wir können uns nicht vorstellen, daß diese Linienführung unbefriedigender wirken würde als die zur Ausführung bestimmte Brückenform. Bei Vermeidung der in Künstler- und Architektenkreisen so unbeliebten Stabgewirre haben solche Brücken den Vorzug einer außerordentlich ruhigen und guten Wirkung. Obgleich derart hohe Blechträger in Deutschland und besonders in den Vereinigten Staaten in ähnlichen und größeren Abmessungen bereits ausgeführt sind, mögen aber in Fachkreisen vereinzelt doch noch Bedenken dagegen bestehen. Vermutlich sind Blechträger bei der endgültigen Entwurfsbearbeitung aus diesem Grunde ausgeschaltet worden, möglicherweise auch, weil sie bei derart großen Stützweiten wirtschaftlich gegen Fachwerkbrücken zurückstehen. U. E. hätte man aber doch, besonders mit Rücksicht auf die gute Übergangsmöglichkeit zu den kleinen Seitenöffnungen, derartige Lösungen versuchen sollen, zumal geringere Kostenunterschiede bei einem Bauwerk solchen Ranges wirklich keine Rolle spielen sollten.

Aber auch damit sind die Gestaltungsmöglichkeiten eiserner Brücken auch für die vorliegende Aufgabe keineswegs erschöpft. Der überwiegende künstlerische Einfluß hat nun in Meißen in der auszuführenden Brückenform eine gewisse Willkürlichkeit gezeitigt, die, ohne Anspruch auf Originalität erheben zu können, ingenieurtechnische Auffassungen, welche vielleicht auch nicht ganz des guten Geschmackes entbehren, mehr oder weniger in den Hintergrund gedrückt hat. Berufene Kräfte der Brückenbauwissenschaft und der Industrie sind hierbei nicht zu Wort gekommen, und wenn die schöpferische Gestaltungskraft dieser letzteren Kreise im ersten Fühlen und Tasten und weil die Konstruktionsunterkante erst später tiefer gelegt wurde, unter ungleich schwereren Bedingungen vielleicht das Richtige und allseitig Befriedigende schließlich noch nicht getroffen hatte, so möge berücksichtigt werden, daß, wie Karig ausführt, die mißliche Lage des Reiches einen besonders hohen Kostenaufwand für den Brückenbau nicht rechtfertigen ließ. Dieses Moment spiegelt sich heute bei allen Ausschreibungen wieder, und die Notlage der Eisenbauindustrie ist keineswegs geringer als diejenige des Reiches. Für die im schärfsten Wettbewerb stehenden Unternehmungen war daher zunächst äußerste Anstrengung zur Erhaltung des Auftrages auf dem Wege geringster Baukosten oberstes Gebot. Auch vom Standpunkt des Ingenieurs soll der spätere Eingriff der Künstler an sich durchaus nicht verurteilt werden, wie es immer zu begrüßen ist, wenn bei der Gestaltung einer Brücke Rücksichten auf Auge und Empfinden mit zu bestimmen haben. Die Weiterentwicklung der Brückenbaufrage in Meißen hat aber einen unerwünschten Verlauf genommen, ihre Wiederholung sollte in anderen Fällen unter allen Umständen vermieden werden. Wenn nach allem, was über diesen Brückenbau der Öffentlichkeit bekannt ist, die Meinung entstehen konnte, daß erst durch den Einfluß der Künstlerschaft ein Brückenbild zustandegekommen ist, welches besondere sich aus dem Landschaftsbild ergebende Anforderungen der guten Form mehr oder weniger erfüllt, so mögen die vorstehenden Ausführungen dartun, daß wir Ingenieure unter gleichen Voraussetzungen diese Bedingungen ebenso gut hätten erfüllen können, das Bauwerk selbst aber vielleicht besser gestaltet hätten.

Abb. 6 u. 7. Zwei vollwandige Ausführungsformen als Gegenvorschläge.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Mitteilungen über einige neue Materialuntersuchungen in Amerika.

Im folgenden soll kurz über einige neue Materialuntersuchungen berichtet werden, die auf der diesjährigen Tagung der „American Society for Testing Materials" vorgetragen worden sind.

Berichtet von Dipl.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B.

1. Einige Ermüdungsversuche an Metallen (non-ferrous metals).

Die Ergebnisse, mitgeteilt von R. R. Moore, beziehen sich auf Ermüdungsversuche an Metallen (außer Eisen, non-ferrous metals). Die Untersuchungen wurden von der „Engineering Division, U. S. Air Service" im Rahmen einer großangelegten Prüfung verschiedener Metalle in bezug auf ihre Geeignetheit zum Flugzeug- und Luftschiffbau durchgeführt und hatten den Zweck, die Schwingungsfestigkeit zu bestimmen.

Die untersuchten Metalle waren: Messing, Aluminium (gewalzt), Magnesium und eine Magnesium-Aluminium-Legierung (geschmiedet und gegossen). Tabelle 1 gibt die chemische Zusammensetzung:

Tabelle 1.

Die Zahlenwerte sind in % angegeben.

Material	Kupfer	Zink	Blei	Zinn	Aluminium	Eisen	Silicium	Magnesium
Messing	61,20	38,27	0,10	0,43				
Magnesium-Aluminium-Legierung	0,026				8,68	0,041	0,023	90,42
Aluminium	0,12				99,24	0,49	0,15	
Magnesium						0,02	0,02	99,96

Die allgemeinen elastischen und Festigkeitseigenschaften der untersuchten Metalle sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Es sei auf folgende Tatsachen hingewiesen: Magnesium ist 0,79 mal so schwer wie Aluminium, hat die 1,44fache Zugfestigkeit, dagegen eine sehr niedrige Proportionalitätsgrenze. Die Legierung hat die 1,27fache

Tabelle 2.

	Aluminium	Magnesium	Aluminium-Magnesium-Legierung geschmiedet (Längsrichtung)	geschmiedet (Querrichtung)	gegossen	Messing
Zug						
Proportionalitätsgrenze	797	86,2	807	523	483	2 350
Festigkeit	1 590	2 280	2 910	2 130	1 960	4 790
Bruchdehnung in %	16,0	6,2	4,0	3,0	4,0	27
Querkontraktion in %	65,4	4,4	keine	keine	keine	53
Elastizitätsmodul	711 000	473 000	448 000	424 000	416 000	1 075 000
Druck						
Proportionalitätsgrenze	804	403	1 435	—	—	2 270
Festigkeit	1 800	2 430	2 935	3 280	2 815	5 110
Scherfestigkeit	970	1 090	1 393	1 260	1 450	3 180
Torsion						
Proportionalitätsgrenze	433	191,5	377	—	219	1 800
Elastizitätsmodul	243 000	40 600	164 000	—	172 000	378 000
Spezifisches Gewicht	2,190	1,728	1,785	—	1,795	8,423
Schwingungsfestigkeit	737	549	1 055	915	878	1 478
Schwingungsfestigkeit von gekerbten Proben	282	211	493	528	493	953
Abnahme der Schwingungsfestigkeit durch die Kerbung in %	63	61,5	53	42	44	35,5

Zugfestigkeit von Magnesium und die 1,82fache von Aluminium. Ihre Proportionalitätsgrenze und ihre Zugfestigkeit sind erheblich verschieden, je nachdem, ob es sich um Guß- oder Schmiedestücke handelt. Von großem Einfluß ist ferner bei dem geschmiedeten die Richtung der Beanspruchung, senkrecht oder parallel zur Richtung der Bearbeitung. Messing hat im Vergleich zu der Legierung (geschmiedet) das 4,7fache Gewicht, dagegen nur die 1,65fache Zugfestigkeit.

Die wiederholten Belastungen erzeugten Biegungsbeanspruchungen an einem sich — 1750 mal in der Minute — drehenden Balken, so daß für jede Faser Druck- und Zugspannung 1750 mal pro Minute wechselten und gleich groß waren. Die Schwingungsfestigkeit, die so bestimmt wurde, war also jeweils die Spannung nur in der äußersten Faser. Das Moment wurde mittels zweier gleicher symmetrisch liegender Einzellasten erzeugt (es liegt also, abgesehen vom Einfluß des Eigengewichts, zwischen den Einzellasten reine Biegung vor). Abbildung 1 zeigt die Form der Probekörper sowie die Form der in den letzten beiden Reihen der Tabelle 2 erwähnten Einkerbung. Die Schwingungsfestigkeiten der untersuchten Metalle sind in der letzten Reihe der Tabelle 2 und in den Abbildungen 2 und 3 in halblogarithmischen Koordinaten zusammengestellt.

Normale Probekörper.

Gekerbte Probekörper.

Abb. 1.

Reines Magnesium hat trotz seiner größeren Zugfestigkeit eine niedrigere Schwingungsfestigkeit als Aluminium. Das mag zum Teil in der außerordentlich niedrigen Proportionalitätsgrenze begründet liegen. Es geht aber andererseits aus den andern hier mitgeteilten Ergebnissen klar hervor, daß die niedrige Proportionalitätsgrenze nicht der alleinige Grund für die geringe Schwingungsfestigkeit sein kann: z. B. liegt bei der Legierung (gegossen) die Proportionalitätsgrenze um 40 % tiefer, die Schwingungsfestigkeit aber um 20 % höher als bei Aluminium. Die Proportionalitätsgrenze von Messing liegt auf der 3fachen Spannung von der der geschmiedeten Legierung (Längsrichtung), die Schwingungsfestigkeit dagegen nur auf der 1,4fachen. Offenbar ist der Einfluß der Proportionalitätsgrenze nur von sekundärer Bedeutung.

Tabelle 3 gibt die Verhältniszahlen der Schwingungsfestigkeiten zu andern Materialeigenschaften.

Das Verhältnis der Schwingungsfestigkeit zur Zugfestigkeit, das für die meisten Eisen im Mittel 0,50 beträgt, ist für die übrigen hier untersuchten Metalle geringer.

Tabelle 3.

Verhältnis der	Aluminium	Magnesium	Aluminium-Magnesium-Legierung geschmiedet (Längsrichtung)	geschmiedet (Querrichtung)	gegossen	Messing
Proportionalitätsgrenze (Zug)	0,931	6,37	1,315	1,75	1,818	0,628
Zugfestigkeit	0,465	0,24	0,363	0,43	0,447	0,308
Druckfestigkeit	0,41	0,226	0,358	0,278	0,312	0,288
Scherfestigkeit	0,761	0,503	0,756	0,726	0,605	0,462
Proportionalitätsgrenze (Torsion)	1,705	2,86	2,80	—	4,08	0,817
Spezifisch. Gew. × 1000	4,79	4,51	8,40	7,28	6,96	2,49

Für den Konstrukteur von Luftfahrzeugen ist das Gewicht der Materialien im Verhältnis zu ihrer Schwingungsfestigkeit von großer Bedeutung. Moore bildet deshalb den Begriff „endurance-weight

Abb. 2. Ermüdungsversuche mit normalen Probekörpern.

efficiency", etwa „Ermüdungsgewichtskoeffizient". Aus der letzten Reihe der Tabelle 3 geht hervor, wie er gefunden wird, ebenso seine Größe für die einzelnen Metalle. (Je höher dieser Koeffizient ist, um so geeigneter erscheint das Material.)

Die langsame Erhöhung der Spannung während des Ermüdungsversuchs wird in der amerikanischen Literatur[1]) als „coaxing" bezeichnet. Das „Coaxing" wurde bei Messing, Aluminium, Magnesium und der Aluminium-Magnesium-Legierung durchgeführt. In Abb. 2 zeigen die punktierten Linien die Stufen des Prozesses an.

Ein Probekörper aus Messing hatte 16000000 Spannungswechsel mit $\sigma = 1550$ kg/cm² ausgehalten, brach dann aber mit $\sigma = 1690$ kg/cm² nach 2000000 Wechseln. Es muß bemerkt werden,

Abb. 3. Ermüdungsversuche mit gekerbten Probekörpern.

daß ein anderes Probestück, das von Anfang an mit $\sigma = 1690$ kg/cm² wechselbelastet wurde, 4000000 Wechsel aushielt. Danach hat die Wechselbelastung mit $\sigma = 1550$ kg/cm² festigkeitmindernd eingewirkt, woraus der Schluß gezogen wird, daß $\sigma = 1550$ kg/cm² unterhalb der Schwingungsfestigkeit liegt. Ein dritter Probekörper hatte 88000000 Spannungswechsel mit $\sigma = 1480$ kg/cm² ausgehalten. Die Spannung wurde sodann auf 1620 kg/cm² erhöht; der Körper hielt diese Beanspruchung über 16000000 Wechsel aus. Nach der Ermüdungskurve hätte der Körper bei dieser Spannung nur 7000000 Wechsel aushalten dürfen. Demnach scheint die Spannung von 1480 kg/cm² günstig auf die Schwingungsfestigkeit des Materials eingewirkt zu haben.

Aus ähnlichen Versuchen bei den anderen Metallen wird der Schluß gezogen, daß Spannungswechsel unterhalb der Schwingungsfestigkeit das Material verfestigen, Spannungswechsel oberhalb der Schwingungsfestigkeit seine Festigkeit dagegen vermindern.

2. Ermüdungserscheinungen von Metallen bei reinen Normalbeanspruchungen.

Die bisher ausgeführten Ermüdungsversuche an Metallen haben im allgemeinen häufig wiederholte Biegungsspannungen zur Grundlage. Dabei hat dann stets nur die äußerste Faser die Ermüdungsspannung; die Spannung kehrt über Null ihr Vorzeichen um, wobei aber die Grenzwerte ihrem Absolutwert nach gleich sind.

Diese beiden Einschränkungen, mit denen der Ermüdungsbiegeversuch belastet ist, können bei wiederholten reinen Normalbeanspruchungen vermieden werden. Die Schwierigkeiten liegen dem Bericht zufolge in der technischen Ausführbarkeit zentrischer Kraftübertragung. P. L. Irwin beschreibt die von B. P. Hugh entworfene Dauerprüfmaschine und berichtet weiterhin über einige damit durchgeführte Untersuchungen. Die Probekörper können darin nur auf Zug, nur auf Druck und auch auf Druck und Zug mit beliebig variabler unterer und oberer Spannung mit 2000 Belastungswechseln pro Minute beansprucht werden. Die Backen der Maschine, die die Probezylinder fassen, sind beweglich und werden erst dann festgestellt, wenn die Achse des Körpers genau in die Kraftrichtung fällt. Der Nachweis wird mit Martensschen Spiegelapparaten erbracht. Es ist ferner Vorsorge getroffen, daß Vibrationen nicht auftreten können. Die Versuchswerte im Verein mit den notwendigen Angaben der Materialeigenschaften der verwendeten Stähle sind in Tabelle 4 angegeben. Es sind dies die Mittelwerte von jeweils mehreren Versuchsreihen, deren Einzelwerte nicht vorliegen. Irwin betont jedoch, daß sie sehr gut übereingestimmt hätten, und zieht daraus den Schluß, daß die Maschine einwandfrei gearbeitet hat.

Aus den Untersuchungen wird der Schluß gezogen, daß für die verwendeten Materialien häufig wiederholte reine Normalspannungen die gleiche Schwingungsfestigkeit ergeben wie häufig wiederholte Biegungsbeanspruchungen. Dabei ist bei ersterem Verfahren die Streuung geringer als bei letzterem.

3. Untersuchungen über Festigkeit und Ermüdung von Eisen bei hohen Temperaturen.

Nach Versuchen von J. M. Jasper verhält sich das Eisen je nach seiner chemischen Zusammensetzung im statischen Festigkeitsversuch mit veränderlichen Temperaturen verschieden. Abb. 4 zeigt die Bruchfestigkeit von fünf verschiedenen Eisensorten in Abhängigkeit von der Temperatur. Es ist bemerkenswert, daß teilweise die Festigkeit mit steigender Temperatur ebenfalls steigt. Im allgemeinen ist jedoch die Tendenz zu beobachten, daß mit zunehmender Temperatur die Festigkeit abnimmt.

Es ist zu beachten, daß ganz allgemein der statische Festigkeitsversuch kein Bild über das Festigkeitsverhalten des in irgendeinem Konstruktionsteil verarbeiteten Materials gibt. Selbst wenn man von wiederholten Belastungen absieht, so ist auch die statische Beanspruchung in Wirklichkeit anders als im Versuch, ungleich viel länger andauernd. (Wir verweisen hier auf den Begriff der Dauerfestigkeit; elastische Nachwirkung kommt bei längerer Belastungsdauer zu größerem festigkeitmindernden Einfluß.) Die Unterschiede zwischen Versuch und Wirklichkeit werden bei hohen Temperaturen noch größer. Bei gewöhnlichen Temperaturen hat Eisen kristallinische Struktur und zeigt — innerhalb der Elastizitätsgrenze — das elastische Verhalten eines isotropen Körpers. Bei zunehmender Erwärmung nimmt es dagegen mehr und mehr die Eigenschaften eines plastischen amorphen Materials an, die Streckgrenze ist sehr tief herabgeworfen. Damit wird das Material sehr empfindlich in bezug auf die zeitliche Dauer eines statischen Festigkeitsversuches. (Vgl. obige Anmerkung über die elastische Nachwirkung.)

Abb. 4. Bruchfestigkeiten abhängig von der Temperatur.

Abb. 5 zeigt die Änderung der elastischen und der Festigkeitseigenschaften eines Stahles mit hohem Kohlenstoffgehalt bei zunehmender Erwärmung, ebenso den Einfluß der Dauer der Versuchs-

Tabelle 4.

1	2	3	4	5	6	7		8	
Material	Proportionalgrenze	Streckgrenze	Bruchfestigkeit (Zug)	Längsdehnung in %	Querdehnung in %	Schwingungsfestigkeit a) infolge reiner Normalspannungen	b) infolge Biegungsnormalspannungen	Verhältniswerte a) $\frac{7a}{7b}$	b) $\frac{7a}{4}$
0,15 % Kohlenstoffstahl	2170	2250	7040	41,0	69,1	1720	1790	0,96	0,50
0,37 % Kohlenstoffstahl	2740	2950	5660	28,1	42,0	2320	2110	1,10	0,41
0,68 % Chrom, 2,93 % Nickelstahl	7030	7940	9400	18,4	49,7	3950	3910	1,02	0,42
0,84 % Chrom, 3,33 % Nickelstahl	6470	6820	8370	24,5	59,4	4080	4320	0,95	0,49
Manganbronze	2280	5580	7420	8,0	17,0	1230	1120	1,09	0,17

[1]) Vgl. auch H. W. Gillett und E. L. Mack: „Notes on some Endurance Tests of Metals", Proceedings. Am. Soc. Test. Mat. 1924.

durchführung. Die Kurve der „langsamen" Belastung kam so zustande, daß die Last erst erhöht wurde, wenn das Nachfließen Null oder fast Null geworden war. Je nach der Temperatur, unter der der Versuch durchgeführt wurde, dauerte es zwischen 12 und 72 Stunden, bis die Probekörper zerstört wurden.

Abb. 6 zeigt die entsprechenden Versuchsergebnisse bei Stahl mit 0,5 % Kohlenstoffgehalt. Eigentümlich ist hier der Festigkeitsanstieg bei etwa 320°. Eine Vorstreckung mit 90 % der Bruchfestigkeit bei 320° ergab nach Abkühlung nicht nur eine Erhöhung der Proportionalitätsgrenze sondern auch der Bruchgrenze (vgl. die Kreuze der Abb. 3). Dagegen zeigten die Versuche, daß diese Festigkeiterhöhung nur für normale Temperaturen galt, daß die Festigkeitskurve des vorbehandelten Materials in die des nicht vorbehandelten überging, wenn die Vorbehandlungstemperatur von 320° überschritten wurde (vgl. die gestrichelten Linienzüge der Abb. 3).

Abb. 5.
Veränderungen der elastischen und Festigkeitseigenschaften eines Stahls mit hohem Kohlenstoffgehalt bei zunehmender Erwärmung.

Abb. 6.
Veränderungen der elastischen und Festigkeitseigenschaften eines Stahls mit 0,5 % Kohlenstoffgehalt bei zunehmender Erwärmung.

Bei der Feststellung der Schwingungsfestigkeit wurden 1500 Spannungswechsel pro Minute vorgenommen. Die Untersuchungen ergaben, daß sich bei hohen Temperaturen der Wert der Schwingungsfestigkeit dem der statischen Bruchfestigkeit nähert.

Die Bear Mountain-Hängebrücke über dem Hudsonfluss.

Nach Engineering News Record vom 23. 10. und 4. 12. 1924.

Zu den vielen „größten Brücken der Welt", die den Hudson bzw. East-River in und bei New York kreuzen, ist im vergangenen Herbst die Bear Mountain-Hängebrücke etwa 40 engl. Meilen von New York in der Nähe des historischen Forts Clinton hinzugekommen, gewissermaßen, um die Ausstellung moderner Riesenbrücken um ein neues Exemplar zu bereichern. Die neue Brücke stellt eine Querverbindung der Landstraßen dar, die sich am östlichen und westlichen Felsenufer entlang ziehen bzw. noch gebaut werden.

Die Fahrbahn der Brücke von 11,6 m Breite ist für vier Reihen von Wagen bestimmt, die Fußwege sind 1,5 m breit, so daß sich bei außenliegenden Versteifungsträgern eine Entfernung von 16,8 m von Mitte bis Mitte Träger ergibt, bei einer Stützweite von 498 m der Mittelöffnung.

Als Nutzlast wurden für die Fahrbahntafel 15- und 20 t-Wagen bzw. 340 kg/m² ohne oder 600 kg/m² mit Stoßzuschlag vorgeschrieben, für die Laufstege 240 kg/m². Daß die tatsächlichen Verhältnisse diese Zahlen rechtfertigen, zeigt ein Bild der Brücke am Thanksgiving Day, nach dem sich vier Reihen von Automobilen über die ganze Brückenlänge bewegen, so daß ein Querverkehr unmöglich ist. Die Nutzlast für die Kabelbelastung war zu 4700 kg/lfd.m Spannweite, das Eigengewicht zu 17 150 kg/m angenommen. Der Winddruck bei belasteter Brücke wurde mit 146 kg/m², bei unbelasteter mit 244 kg/m² in Rechnung gesetzt.

Das Kabel geht in Sinusform mit einer Pfeilhöhe von 60 m über die Hauptöffnung und geradlinig unter 26° gegen die Wagerechte über die beiden Seitenöffnungen zu den Verankerungen in den Felsen. Hier sind, wie die Abb. 1 zeigt, die Enden der Drahtseilkabel aufgelöst und durch nachstellbare Seilkauschen mit vier Reihen — insgesamt 74 Stück — Augenstäbe 254 × 32 mm von 6,1 m Länge am Ost-, 9,15 m Länge am Westlager verbunden, an die sich mittels Bolzen weitere zwei Reihen von je 18 Stück schmiedeeiserne Augenstäbe 355 × 32 mm, 10 bis 20 m lang — je nach Schachttiefe — anschließen. Diese übertragen ihre Kraft auf zwei im Grundriß etwa unter 90° liegende große Lagerkörper von 3,25 m Höhe aus Stahlguß.

Abb. 1. Kabelverankerung der Bear Mountain-Hängebrücke.

Jedes der beiden Kabel besteht aus 7252 Drähten von 4,9 mm Dmr. aus S. M. Stahl mit 1352 cm² Querschnitt und hat nach dem Verzinken eine Bruchlast von 14 500 kg/cm². Im Gegensatz zu deutschen Verhältnissen, wo die Verankerung in einer Kammer zugänglich bleibt werden hier die Ankerschächte bis kurz unterhalb der Verbindung zwischen Kabel und Augenstäben mit Beton vergossen.

Abb. 2.
Die Bear Mountain-Hängebrücke während der Aufstellung.

Die Aufhängung der Brückenbahn an die Kabel geschieht in jedem Knotenpunkt durch zwei Drahtseile von 2¼" Dmr. und 31 cm² Querschnitt, die mittels Seilkauschen und Bolzen eine Traverse aus zwei U-Eisen 25,4 cm hoch tragen zur Aufnahme einer Schraubspindel von 4" Dmr. zwischen Traverse und Querträger der Brücke. Dadurch, daß man die 1"-Unterlagsscheibe zwischen Querträger und der Mutter

aus Stahlguß kugelförmig ausgebildet hat, soll für eine zentrische Einstellung gesorgt werden. Die obere Befestigung der Hängeeisen an den Kabeln geschah mittels Schellen aus Stahlguß.

Die Versteifungsträger sind aus Siliciumstahl mit 0,2 bis 0,35 % Si-Gehalt bei einer Mindestbruchfestigkeit von 5620 bis 6680 kg/cm² und für eine Nutzlast von 4700 kg/lfd. m Spannweite berechnet. Die Aufhängung der Versteifungsträger an den eisernen Türmen geschah mittels Pendelhängeeisen, deren 9″-Zapfen sich in Bronzelagerschalen drehen, um Temperatur- und Längenänderungen gut auszugleichen. Die Windkräfte auf den Hauptträgern werden durch besondere Lagerböcke nach den Türmen übertragen. Um die verlangte lichte Höhe von 41,2 m an den Ufern und 46,7 m in der Mitte des Versteifungsträgers über dem Wasserspiegel zu erreichen, hat der Träger eine Überhöhung von 4,5 m erhalten.

Die Fahrbahndecke wird von einer beiderseits bewehrten Eisenbetondecke von 16 cm Stärke mit Asphaltbelag gebildet, die auf zehn I-Eisen-Längsträgern aufruht. Die Decke des Fußgängersteiges ist nur 12,5 cm stark.

Die Türme sind rund 107 m hoch vom Sattel der Kabel bis zur Auflagerplatte auf den Betonpfeilern, ihre Pfosten stehen oben 18,7 m, unten 27,5 m von Mitte bis Mitte Achse auseinander, so daß der Versteifungsträger bequem durchgeführt werden kann. Das Material ist Baustahl mit Ausnahme der Sattel und Lager aus Gußstahl. Während, wie aus der Abb. 2 ersichtlich, die Portalausbildung in Brückenachse gesehen, die üblichen Diagonalverbände, drei wagerechte Gitterträger und ein Gitterwerksportal über der Fahrbahntafel in — für deutsche Verhältnisse — veralteter Formgebung aufweist, bilden die Pfosten in Stromrichtung gesehen Flächen von 3,1 m oberer und — durch parabelförmigen Anlauf bedingt — 10 m unterer Breite. Durch die senkrecht laufenden vier mittleren Winkeleisenreihen entsteht eine Art Gliederung. Eigenartig berührt das Aufsetzen dieser schweren Pylonen direkt auf dreiteilige Stahlgußlagerkörper ohne Mittelzapfen, von den allerdings ungewöhnlichen Abmessungen von 3,05 m Breite, 10,7 m Länge und 1,5 m Höhe. Diese Ausführung einer eingespannten Stütze wird mit der Montage der Pylonen begründet, welche freistehend bis oben errichtet wurden, bevor die Träger der Seitenöffnungen und Fußgängerkabel eingebaut waren. Die Momente aus Windlast und dem flußseitig wie eine Raupe hochkletternden Montagekran mußten daher von der Verankerung am Fuße aufgenommen werden (s. Abb. 3).

Abb. 3. Aufstellung eines Brückenportales.

Mit den Arbeiten für die Hängebrücke wurde im Frühjahr 1923 begonnen. Das Herstellen der Ankerschächte für die Rückhaltkabel und der Hauptpfeiler dauerte von Mai bis August 1923. Das Aufstellen der östlichen Pylonen begann Ende Oktober 1923, beide waren bis Mitte April 1924 fertig. Das erste Lager der Kabelverankerung wurde Ende Januar 1924 eingebracht, die gesamte Verankerung bis 1. Juli beendet. Inzwischen wurden die Kabel für die Hilfsstege gelegt, von denen das Spinnen der Hauptkabel Mitte Juni begann. Diese Arbeiten waren bis zum 23. August beendet. Das Aufstellen der Versteifungsträger begann am 13. September, wobei der Untergurt, die 60 cm hohen Blechquerträger, die Verbände und der größere Teil der Fahrbahntafel mit Hilfe je eines fahrbaren Kranes auf jeder Brückenseite eingebracht wurden. Die Krane entnahmen dabei die Eisenteile von Kähnen, die unter die betreffende Montagestelle gebracht wurden. Am 26. November 1924 war die Brücke zur Aufnahme des Verkehrs bereit.

A. Dürbeck.

Schiefe Eisenbahnbrücke einer Überführung in Chicago.

(Berichtet nach Engineering News-Record vom 6. Nov. 1924)

Zu den Verbesserungen der Bahnanlagen der Illinois Central R. R. in Chicago gehört eine Verbindungsbahn für Güterverkehr, die jetzt über die stark befahrenen Haupt- und Vorortgleise hinwegführt und dadurch die früheren Gleiskreuzungen zu ebener Erde vermeidet. Die neue Bahnverbindung steigt mit 1,64% vom Süden kommend auf ein Betonviadukt parallel der Hauptbahn an, biegt in einer Kurve von 10° zu den Hauptgleisen ab und kreuzt dieselben oberirdisch unter einem Winkel von 45°, wobei bauliche Vorkehrungen für einen zukünftigen Anschluß einer nach Norden abzweigenden Kurve in der Mitte der Überführung bereits jetzt getroffen sind.

Für die Gründung der zum Teil sehr schweren Brückenjoche waren Betonpfeiler von 1,4—2,3 m ⌀ bis zu 12 m Tiefe unter Schienenoberkante auf dem Felsen notwendig, die für die infolge der Grundrißführung der Brücke auftretenden Brems- und Fliehkräfte kräftige eiserne Verstärkung in beträchtlicher Tiefe erforderten.

Infolge eines Abwasserkanals von 4,9 m ⌀ mußten die sonst üblichen Pfeiler an einer Stelle in Joche von 10 m Stützweite mit schweren Kastenträgern aufgelöst werden. Eine eigenartige Ausführung haben die eisernen Überbauten von 10 m bis 31,6 m Spannweite erhalten. Um der Überführung ein „gutes Aussehen" zu verleihen, sind sie durchgehend aus 2,9 m hohen Blechträgern gebildet worden, trotz des höheren Materialaufwandes. Wenn hierbei die Auflagerung dieser großen Träger mit Kugelzapfkipplagern an Stelle der sonst üblichen Lager hervorgehoben wird, kann man vom deutschen Standpunkt aus hieraus nichts Besonderes, sondern nur eine Selbstverständlichkeit in der Erfüllung der Auflagerbedingungen bei einem derartigen Bauwerk ersehen.

Die eingleisige Fahrbahn hat Blechquerträger von 0,8 m Höhe, die durch kräftige Eckverbindungen mit dem unteren Teil der hohen Blechträger verbunden sind. Die 7 Längsträger bestehen aus I-Eisen von 38 cm Höhe und sind vollkommen in eine Betondecke von 60 cm Stärke eingebettet, die die 15 cm starke Steinschotterung und die Schwellen aufnimmt. Eine Lage von 4 cm Asphaltkitt soll die Fahrbahn wasserdicht machen (Abb. 1).

Abb. 1. Brückenquerschnitt.

Abb. 2. Stützenquerschnitt.

Die Stützen der eisernen Joche mußten mit Rücksicht auf die Gleisanlagen zu ebener Erde sehr schmal und trotzdem kräftig genug für die auftretenden Belastungen aus dem Lastenschema Cooper's E 60 und den Fliehkräften ausgebildet werden. Ein typischer Querschnitt einer Stütze ist in Abb. 2 dargestellt. Auffallend ist die äußerst geringe Bemessung der Bindebleche für die außen liegenden Winkel der Stützen im Gegensatz zu der überaus großen Nietanzahl im Stützenfuß, die an Verschwendung grenzt.

Großer Wert wurde auf eine gute Ummantelung der Eisenbauten mit Beton gelegt, wozu die Eisenkonstruktion noch mit Streckmetall umgeben wurde. Das Mischungsverhältnis des Betons war dabei 1 : 2 : 3 bei Korngrößen des Kieses von 18—30 mm. Außerdem wurden gußeiserne Rauchschutzplatten unter den Überbauten über verschiedenen Gleisen vorgesehen.

Die Aufstellung gestaltete sich nicht zu schwierig, da z. T. Gleise verschoben werden konnten oder der Betrieb umgelegt werden konnte. Alle Träger und Stützen wurden fix und fertig angeliefert, so daß Gerüste und Montageverbindungen nahezu überflüssig wurden, da außerdem ein fahrbarer Derrickkran von 80 t Eigengewicht und 50 t Tragfähigkeit des 15 m langen Auslegers und ein zweiter Kran von 45 t Eigengewicht und 25 t Tragfähigkeit des 12 m langen Auslegers zur Verfügung standen. Der erste fuhr auf den vorhandenen Gleisen zu ebener Erde, der zweite auf der im Bau befindlichen Brücke. Nur bei Einbau der 48 t schweren, 31,6 m langen Blechträger arbeiteten 2 Derrickkrane von je 50 t Tragkraft mit ihren 15 m langen Auslegern auf ebener Erde in parallelen Gleisen zusammen.

A. Dürbeck.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Aufwertungsfragen im Baugewerbe.

(Fortsetzung aus Heft 21.)

Wir haben am Schluß des letzten Aufsatzes angedeutet, daß der Aufwertungsberechtigte den Verlust seiner Ansprüche (wegen der Annahme eines Verzichts) gewärtigen kann, wenn er innerhalb eines Rechtsstreits, der sich um die der Aufwertung unterliegende Forderung dreht, seinen Aufwertungsanspruch nicht geltend gemacht hat, obgleich damals die Rechtsprechung schon klar erkennen ließ, daß ein solcher Anspruch gegeben sei. Wahrscheinlich ist ein Verzicht auch dann anzunehmen, wenn schon vorher, also zu einer Zeit, da diese Rechtsprechung noch nicht eingesetzt hatte, der Aufwertungsgläubiger (vom späteren Standpunkt seines Aufwertungsanspruchs als solcher Gläubiger bezeichnet) die Verzichterklärung gerade im Hinblick auf eine etwa später geänderte Rechtsprechung abgegeben hätte. Es sind Fälle denkbar, daß ein Gläubiger aus wirtschaftlichen Gründen einen Vergleich auf Papiermarkwährung oder auf einen, seinem späteren Aufwertungsanspruch nicht entsprechenden, Betrag abgeschlossen hätte und sich hierbei zu der Erklärung verstand, er verzichte auf alle weitergehenden Ansprüche auch für den Fall, daß die Gesetzgebung oder Rechtsprechung ihm später hierzu eine Handhabe biete. In dieser Beziehung sind gerade Verzichte in den hier interessierenden Fällen, die ja außerhalb der neuen Aufwertungsgesetze liegen und nach den allgemeinen bürgerlichen Rechtssätzen zu beurteilen sind, strenger anzusehen als die vorbehaltlosen Annahmen oder vielleicht sogar ausgesprochenen Verzichte bei Hypothekenschulden.

Darüber hinaus kann ein Verzicht des Gläubigers und eine Annahme der Papiermarkleistung als endgültige Erfüllung auch dann gegeben sein, wenn der Gläubiger den Aufwertungsanspruch längere Zeit nicht erhebt oder, wie man zu sagen pflegt, hängen läßt, obgleich die Aufwertungsrechtsprechung inzwischen allgemein bekannt wurde, gewissermaßen Gemeingut der rechtlichen Kenntnisse auch des Laien geworden ist. Diese Fälle sind natürlich weniger hart zu beurteilen als die vorausgegangenen; man wird mit dem langsameren Eintritt der Rechtsprechung sich zur Wehr setzen können und mit der Schwierigkeit, nach längerer Zeit die Ansprüche wieder von neuem aufzurollen und unter manchmal rechnerisch sehr bestreitbaren Umständen sie neu aufzumachen. Immerhin empfiehlt es sich in Zweifelsfällen für den Gläubiger, so rasch wie möglich seine Ansprüche, wenigstens rein grundsätzlich, zu erheben. Es ist dabei noch nicht notwendig, daß sofort Klage eingeleitet wird. Es ist auch nicht erforderlich, daß die Ansprüche bis ins einzelne errechnet und umgerechnet sind. Sehr wichtig jedoch ist, die Ansprüche als solche überhaupt einmal beim Schuldner anzumelden. Es dürfte hierbei genügen, sich unter Bezugnahme auf die veränderte Rechtsprechung vorzubehalten, beim Schuldner demnächst den Aufwertungsbetrag anzufordern: grundsätzlich erhebe man den Anspruch auf diesen Betrag, der zahlenmäßig noch nicht festgestellt sei, heute schon. Es wird sich dann rasch zeigen, ob der Schuldner zu einer grundsätzlichen Einigung bereit ist. Anzustreben dürfte für alle derartigen Fälle, die wegen der Länge der Zeit an Zweifeln und strittigen Punkten zugenommen haben, die Vereinbarung eines Schiedsgerichtes sein.

Damit kommen wir auf die Frage der Verjährung zu sprechen. Es ist ein weit verbreiteter Irrtum, zu glauben, durch Einklagung eines Teilanspruchs werde die Verjährung auch für den nicht eingeklagten Anspruchsteil unterbrochen. An sich wird durch gerichtliche Geltendmachung neben anderen Unterbrechungsgründen gemäß § 209 BGB. die Verjährung unterbrochen. Dies gilt aber nur für denjenigen Teil des Anspruchs, bezüglich dessen Rechtshängigkeit eingetreten ist. Bei zweifelhaften Fällen entschließt man sich aus Kostengründen vielmals nur dazu, einen Teil des Anspruchs einzuklagen; hier muß damit gerechnet werden, daß trotz günstigen Ausgangs des Rechtsstreites der noch nicht eingeklagte Teil der Verjährung anheimfällt, weil es unterlassen wurde, innerhalb der Verjährungsfrist nun auch diesen Teil rechtshängig zu gestalten.

In dem Aufsatz in Heft 21 war betont, daß das Reichsgericht den Geldentwertungsanspruch als eine Ergänzung des Hauptanspruchs ansieht, nicht als selbständigen, durch Verzug begründeten Anspruch. Durch Leistung des Restbetrages des Hauptanspruchs soll volle Erfüllung dieses Hauptanspruchs nach dem Gesetz von Leistung und Gegenleistung herbeigeführt werden. Es wäre nun aber ein verhängnisvoller Irrtum zu glauben: weil, sagen wir im Jahre 1922, der Hauptanspruch als Papiergeldforderung eingeklagt worden ist, sei nun mit diesem Zeitpunkt die Verjährung auch für den Aufwertungsanspruch unterbrochen worden. Die Verjährung des Aufwertungsanspruchs, der ja nur gewissermaßen ein Anhängsel des Hauptanspruchs darstellt, schreitet weiter, und es sind Fälle denkbar, daß ein an sich sachlich ganz glatt gerechtfertigter Aufwertungsanspruch, bezüglich dessen Papiermarkforderung ein für den Gläubiger günstiges rechtskräftiges Urteil erstritten worden war, sich rechtlich nicht mehr verwirklichen läßt, weil er inzwischen der Verjährung anheimgefallen ist. Die für den industriellen Bauunternehmer als Gläubiger wichtigste Verjährungsfrist ist diejenige von vier Jahren nach Maßgabe des § 196 BGB., Absatz 1, Ziffer 1, in Verbindung mit Absatz 2. Hiernach verjähren Ansprüche aus der Ausführung von Arbeiten in vier Jahren, insoweit die Ausführungen für den Gewerbebetrieb des Schuldners erfolgt sind. Hierunter fällt wohl die Mehrzahl der für die Leser dieser Zeitschrift wichtigen aufrechnungsbedürftigen Bauaufträge. Bei anderen Aufträgen, die der zweijährigen Verjährung unterliegen, wie Privatwohnhäuser und dergl., wird die Verjährung in den meisten Fällen schon eingetreten sein.

Wir kommen nun zu einer der wichtigsten Fragen der ganzen Aufwertungslehre, derjenigen nach dem maßgebenden Zeitpunkt der Aufwertung. Hierüber ist schon eine umfangreiche Rechtsprechung entstanden. Auszugehen ist wieder von der schon mehrfach hervorgehobenen äußerst wichtigen Tatsache, daß der Entwertungsschaden, auf den die Aufwertung gegründet wird, nicht als Verzugsschaden anzusehen ist. Infolgedessen kommt als Tag für die Entstehung des Anspruchs nicht der Tag des Verzugs des Schuldners in Betracht, sondern der Tag der Fälligkeit. Da, wo Rechnungslegungs- und Fälligkeitstag auseinanderfallen, wird regelmäßig schon der Tag der Rechnungslegung für die Umrechnung in Betracht zu ziehen sein. Es sind sogar Fälle denkbar, bei denen der Tag der Lieferung, ja der Tag des Vertragsabschlusses schon als maßgebender Zeitpunkt angesehen werden kann. Welches der richtige Tag ist, hängt von den vertraglichen Abmachungen ab, vor allen Dingen von den Vereinbarungen über die Zahlung und Fälligkeit. Die Frage wird immer lauten: Wann hatte ich, der Unternehmer, Anspruch, und zwar frühestens Anspruch auf mein Geld?

Hier muß nun eine Besonderheit erwähnt werden. Das Reichsgericht hat in ständiger Rechtsprechung die durchaus richtige Ansicht vertreten, daß ein Anspruch auf Aufwertung dann und insoweit ausgeschlossen sei, als eine Anzahlung, und zwar im zwischen den Parteien vereinbarten Zeitpunkt geschehen sei. Leistete, wie während der Inflationszeit regelmäßig geschah, der Bauherr eine Anzahlung für Baustoffbeschaffung oder eine Vorzahlung für Löhne, so entfällt jeder Anspruch des Unternehmers auf Aufwertung dieses Betrages. Der Unternehmer hat in diesem Falle sein Geld rechtzeitig bekommen, seine Sache war es, „mit seinen Pfunden zu wuchern“, d. h. das Geld so rasch anzulegen, daß es vor Ent-

wertung bewahrt blieb. Wenn auch zu befürchten ist, daß es den wenigsten Unternehmern gelungen ist, diese Forderung des Augenblicks durchzusetzen, so kann gegen den Bauherrn, der vertragsmäßig vorgeleistet hat, aus einer trotz dieser Vorleistung entstandenen Entwertung ein Anspruch nicht abgeleitet werden. Diese vertragsmäßige Vorleistung ist sonach der Aufwertung vollkommen entzogen, sie blieb in der Hand des Unternehmers vollwertig, gleichgültig, welches Schicksal sie im einzelnen gehabt hat.

Wenn wir also von diesem Fall absehen, so bleiben die schon eingangs erwähnten Fälle einer Entwertung, die entstanden ist, weil der Schuldner gezahlt hat erst geraume Zeit, nachdem der Anspruch als solcher entstanden war, ohne daß ihn deswegen ein Verzug zu belasten braucht. In dem Urteil des 6. Zivilsenats vom 4. November 1924 spricht das Reichsgericht aus: „Der Bemessung der Aufwertung ist nicht der Zeitpunkt des Verzugs, sondern derjenige der Rechnungsausstellung zugrunde zu legen", und das Urteil des 1. Zivilsenats vom 22. 10. 1924 führt aus, daß die zu berücksichtigende Geldentwertung schon von dem Zeitpunkt des Kaufabschlusses (für unsere Fälle des Baubeginns) zu rechnen sei — wobei der oberste Leitsatz wieder hervortritt, daß der wertvollen Sachleistung des einen Vertragsteiles im Zeitpunkt dieser Leistung auch eine ebenso wertvolle Barleistung des anderen Vertragsteiles gegenüberzustehen habe. Inwieweit vertragliche Hemmungen oder Schwierigkeiten einer solchen Auslegung entgegenstehen, läßt sich natürlich nur von Fall zu Fall beurteilen. Auf jeden Fall dürfte der Zeitpunkt der Rechnungstellung der regelmäßigste sein, von dem aus die Aufwertung einzusetzen hätte. Hg.

Das preußische Gewerbesteuerüberleitungsgesetz.

Am 3. Oktober hat der Preußische Landtag ein Gesetz verabschiedet, das entsprechend dem Überleitungsgesetz für die Reichseinkommensteuer nun auch die Verhältnisse auf dem Gebiet der preußischen Gewerbesteuer für die regelmäßige, auf die Dauer berechnete Steuerregelung in dem noch zu schaffenden neuen Gewerbesteuergesetz vorbereiten soll.

Dieses spätere, noch nicht im Entwurf vorliegende Gewerbesteuergesetz, das vom 1. April 1926 ab gelten wird, wird dem Landtag wahrscheinlich erst im Dezember d. J. vorgelegt werden. Für seinen Entwurf stehen verschiedene prinzipielle Neuerungen zur Debatte: die bisherige Veranlagung nach dem Kalenderjahr hat sich doch nicht bewährt und wird wieder durch die frühere Veranlagung für das Rechnungsjahr (vom 1. April bis 31. März) ersetzt werden. Die Vorbereitung dafür trifft schon das Überleitungsgesetz. Die Veranlagung wird nach der Vergangenheit, d. h. nach dem Ergebnis des verflossenen Kalender- oder Wirtschaftsjahres durchgeführt werden. Für eine entferntere Zukunft ist Rückkehr zur Veranlagung nach dem dreijährigen Durchschnitt vorgesehen. Man wird ferner wahrscheinlich neben die Ertragssteuer sowohl die Kapital- als die Lohnsummensteuer als Hilfssteuern setzen und nicht mehr die eine oder die andere je nach Wahl der Gemeinde. Der preußische Finanzminister tritt schließlich dafür ein, daß die Veranlagung durch die Finanzämter unter Mitwirkung der Steuerselbstverwaltungskörper durchgeführt wird und nicht wie bisher durch Gewerbesteuerausschüsse.

Bis zum Inkrafttreten dieses zukünftigen Gesetzes wirkt das nun verabschiedete Gewerbesteuerüberleitungsgesetz. Das Gesetz wird wahrscheinlich am 17. Oktober verkündet werden, nachdem der Staatsrat von seinem Einspruchsrecht keinen Gebrauch gemacht hat.

Es schließt sich in seinem Aufbau an das Einkommensteuerüberleitungsgesetz an (vgl. Bauingenieur Heft 12, S. 474). Der 1. Abschnitt setzt die nächste Veranlagung auf den 1. April 1926 für das Rechnungsjahr vom 1. 4. 1925 bis 31. 3. 1926 fest. Die Veranlagung wird, wie der Finanzminister betonte, nach den bisherigen Vorschriften, nicht nach denen des späteren Gesetzes erfolgen. Der 2. Abschnitt behandelt die Vorauszahlungen für die Vergangenheit bis 31. März 1925. Diese gelten wie bei der Einkommensteuer bei allen drei Arten der Gewerbesteuer als Ablösung der bisherigen Steuerschuld, unter die damit der Schlußstrich gezogen wird. Eine Heraufsetzung kann nicht mehr stattfinden wie bei der Einkommensteuer. Für die Gewerbeertragsteuer ist auf Antrag auch eine Herabsetzung aus wirtschaftlichen Gründen (wesentliche Verluste) wie nach § 9 Einkommensteuerüberleitungsgesetz möglich. Herabsetzung aus persönlichen Gründen ist jedoch hier im Gegensatz zur Einkommensteuer nicht möglich. Der Antrag ist innerhalb von zwei Monaten nach Inkrafttreten des Gesetzes zu stellen. Über Milderungen bei der Kapital- und Lohnsummensteuer trifft das Gesetz keine Vorschriften, da die Regelung dieser Steuerarten den Gemeinden überlassen ist.

Herabsetzungen der Einkommensteuer aus Rechtsgründen (§ 5—7 E.St.Ü.G.) müssen auch bei der Gewerbeertragsteuer des gleichen Zeitraumes als Milderungen berücksichtigt werden. Ebenso wie bei der Einkommensteuer sind ferner Anträge auf Feststellungsentscheid für die Gewerbeertragsteuer der verflossenen Zeit möglich (Frist zwei Monate) und Anfechtungen der Entscheidungen von Gewerbesteuerausschüssen. Die letzteren Anträge müssen innerhalb eines Monates nach dem Unanfechtbarwerden der Entscheidung gestellt werden.

Der dritte Abschnitt des Gesetzes regelt die Vorauszahlungen für die Zeit des laufenden Rechnungsjahres vom 1. 4. 1925 bis 31. 3. 1926. Dies sind nun echte Vorauszahlungen, die auf die im Frühjahr 1926 veranlagte Steuerschuld angerechnet werden. Ausdrücklich wird nochmals festgestellt, daß sich zinslose Stundungen der Einkommensteuervorauszahlungen nach § 15 E.St.Ü.G. auch auf die Gewerbeertragsteuer auswirken. Findet eine vorläufige Veranlagung zur Einkommensteuer nach § 17 E.St.Ü.G. statt (bei Gewerbetreibenden und Handwerkern mit höchstens 12000 M. Einkommen), so muß auch die Gewerbeertragsteuer nach diesem Einkommen neu festgesetzt werden. Das gleiche gilt für Steuerpflichtige, sobald sie nach dem neuen Einkommen- und Körperschaftssteuergesetz veranlagt werden (z. B. wenn nach Wirtschaftsjahren, die in der ersten Hälfte 1925 enden, versteuert wird). Diese Neufestsetzungen gelten regelmäßig nur für die noch nicht fälligen Vorauszahlungen, Ausnahmen zur Rückwirkung für das ganze Rechnungsjahr sind aus wirtschaftlichen Gründen zulässig.

Die Zerlegung der vom 1. Oktober 1925 ab fälligen Vorauszahlungen auf die Ertragsteuer unter die verschiedenen Betriebsgemeinden geschieht nach den Roheinnahmen bzw. Gehältern und Löhnen der Zeit Januar bis Juni 1925. Es kann von einem Unternehmer, der mehr als zehn preußische Betriebswerkstätten hat, beantragt werden, daß der Vorsitzende des Steuerausschusses die Zerlegung vornimmt.

Vom 1. Oktober ab sind die Ertragsteuervorauszahlungen von allen Steuerpflichtigen am 15. des zweiten Quartalsmonats zu entrichten.

Das Gesetz wird mit dem Tag der Verkündung in Kraft treten.

Änderungen und Ergänzungen im Deutschen Eisenbahn-Gütertarif, Teil I, Abt. B. a) Zur Beseitigung auftretender Zweifel wird seitens der Reichsbahn darauf hingewiesen, daß „Gleisrahmen, gebrauchte" und „Weichen, gebrauchte" nur bei Verwendung für Bauarbeiten und beim unmittelbaren Versand von oder an Bauunternehmungen unter die Tarifklasse D der Stelle „Eisen und Stahl" fallen. Sofern diese Voraussetzungen nicht erfüllt sind, diese Gegenstände vielmehr dazu bestimmt sind, fest eingebaut zu werden, kommt die Frachtberechnung nach der Klasse D nicht in Frage, sondern es ist die Fracht nach der Klasse C, Ziffer 6, der Tarifstelle „Eisen und Stahl" zu berechnen.

b) In der Neuausgabe des Tarifs vom 1. August 1925 ist in der ermäßigten Stückgutklasse unter Ziffer 10a versehentlich die Stelle „Klammern, Krampen und Schlaufen, sämtlich aus Draht, auch verzinkt", fortgelassen worden. Die Tarifstelle wird dementsprechend ergänzt werden.

c) In Bretter oder Bohlen geschnittenes Stammholz wird z. T., wie es aus der Säge kommt, in Stammform verladen. Für derartiges Holz ist die Bezeichnung „Blockholz" oder „Blochholz" handelsüblich. Es ist festgestellt worden, daß dieses Holz auch in den Frachtbriefen z. B. als „Blockholz", „Blochholz" oder „kieferne Blöcke" bezeichnet und auf Grund dieser nicht tarifmäßigen Inhaltsangabe unrichtig nach Klasse B, Ziffer 1 (1), berechnet wird, während es sich um Schnittholz der Klasse D, Ziffer 3 (1 d) handelt. Die Abfertigungen der Reichsbahn sollen genau darauf achten, daß derartige Sendungen in den Frachtbriefen tarifmäßig („Schnittholz, Holzbohlen, Holzdielen oder Holzbretter") bezeichnet und richtig tarifiert werden.

Unberechtigte Frachtnacherhebung bei Gewichtsabweichungen. Nach § 58 II der EVO. ist bei Wagenladungen das im Frachtbrief angegebene Gewicht als richtig anzunehmen, wenn es um nicht mehr als 2% von dem bei der Nachwägung ermittelten abweicht. Trotz dieser Bestimmung wird häufig fälschlicherweise von den Eisenbahnbeamten auch dann Fracht nacherhoben, wenn das Mehrgewicht innerhalb der angegebenen 2% liegt. Die erwähnte Bestimmung ist auch anzuwenden, wenn es sich um Gewichtsfeststellungen handelt, die für zollamtliche Zwecke vorgenommen wurden. Einsprüche gegen derartige Fehler werden zunächst am geeignetsten bei dem Vorstand der betreffenden Empfangsgüterabfertigung vorgebracht.

Beschädigung der Güterwagen durch Belade- und Entladevorrichtungen. Die Reichsbahn glaubt feststellen zu müssen, daß eine der Ursachen für das starke Anwachsen der Wagenbeschädigungen die nachlässige Behandlung der Wagen auf den Privatanschlüssen und die Vermehrung der mechanischen Belade- und Entladevorrichtungen (Greifer, Kipper, Rutschen) und deren unsachgemäße Bedienung auf den Anschlüssen ist. Die Wagen sollen daher bei ihrer Rückgabe aus

den Anschlüssen neuerdings einer genauen, besonders sorgfältigen Prüfung unterzogen werden. Bei Feststellung von Beschädigungen wird der Anschlußinhaber zum Schadensersatz herangezogen werden. Zur Vermeidung von Nachteilen wird daher das Ladepersonal anzuweisen sein, ein allzu starkes Aufstoßen der Greifer und das Fallenlassen schwerer Stücke zu verhindern.

Stempel gelten bei der Post nicht als Drucksache. Drucksachen, die mit Stempel hergestellte Zusätze erhalten, werden wie handschriftlich ergänzte Drucksachen behandelt, d. h. bei Nachtragungen bis zu fünf Worten unterliegen sie der Gebühr für Teildrucksachen (unter Umschlag bis 50 g 5 Pfg., als Karte 5 Pfg. im Fern-, 3 Pfg. im Ortsverkehr). Werden mehr als fünf Worte nachgetragen, gilt das gleiche Porto wie bei handschriftlichen Sendungen. Orts- und Datumsangaben und allgemeinübliche Absenderbezeichnungen zählen nicht mit.

Bauholznormen in Ostpreußen. Die gleichen Normen für Holz für Hochbauzwecke, die vor einigen Monaten von den interessierten Fachverbänden Groß-Berlins vereinbart sind, haben nunmehr auch die Billigung der Holz- und Baugewerblichen Verbände Ostpreußens gefunden. Die Normen sollen durch Vereinheitlichung und Vereinfachung des Stärkeneinschnittes und bestmögliche Ausnutzung des Holzes zur Bauverbilligung beitragen. Sie betreffen Verbandshölzer und Balken einschließlich Halbholz (getrennt für mehrgeschossige Bauten und Flachbauten).

Wasserstraßenwirtschaft und Wasserstraßenbau im Preußischen Landtag. Der Hauptausschuß des Preußischen Landtages fordert, daß das Reich in Ausführung des Art. 97 der Reichsverfassung (Übergang der Wasserstraßenverwaltung auf das Reich) von der Errichtung eigener Wasserstraßenbehörden in der Provinzial- und Ortsinstanz Abstand nimmt. Das Reich soll den Ländern ferner das Mandat zur baulichen Verwaltung und zum Betriebe der Reichswasserstraßen erteilen. Sein Oberaufsichtsrecht, sowie die einheitliche Leitung des Verkehrs und die Ausübung des Tarifhoheitsrechts, schließlich das Budgetrecht des Reichstags sollen dabei voll aufrecht erhalten bleiben. (Vergl. demgegenüber die entgegengesetzte Stellungnahme des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt auf seiner Hauptversammlung im Juli des Jahres. Bauingenieur Nr. 16, S. 567.)

Zur Verbesserung der Vorflutverhältnisse der alten Netze sollen noch im laufenden Etat Mittel bereitgestellt werden. In Übereinstimmung mit dem Staatsministerium sprach sich weiter der Ausschuß für den Bau des Staubeckens bei Ottmachau aus, der notwendig ist, um die oberschlesische Wirtschaft konkurrenzfähig zu erhalten. Es liegt ein Projekt über ein Becken von 135 Millionen Kubikmeter Inhalt vor, das 2000 ha Land und 102,6 Millionen Mark zum Bauen erfordert. Zahlreiche Familien müssen ausgesiedelt und wertvolle Eichenwälder abgeholzt werden.

Gerichtliche Gutachten der Industrie- und Handelskammer Berlin. Abfuhr von Baggerboden. Hat sich ein Schiffsprokureur verpflichtet, Kähne zur Abfuhr von Baggerboden zu einem bestimmten Preise je Kubikmeter zu stellen, so haftet er auch für die Gestellung der Kähne zu dem angegebenen Festpreis. Der Prokureur haftet nicht, wenn er nur die Vermittlung für die Gestellung von Schiffen gegen eine angemessene Provision übernommen und der Schiffer den Preis je Kubikmeter für die Abfuhr des Baggerbodens selbst mit dem Unternehmer ausgehandelt hat.

Spediteurgebühren für Abwicklung von Frachterstattungsansprüchen. Die Erledigung von Frachterstattungsansprüchen gehört nicht mehr zur Abwicklung des eigentlichen Speditionsauftrages, sondern stellt sich als besondere Leistung dar, die je nach den Umständen geringeren oder größeren Arbeitsaufwand erfordert. Die Spediteure pflegen eine besondere Gebühr in Rechnung zu stellen, wenn sie für ihren Kunden der Reichsbahn gegenüber einen Frachterstattungsanspruch mit Erfolg geltend gemacht haben. Ein Satz von 10% ist angemessen.

Kapitalknappheit und Investierung von Kapital in Bauten. In einzelnen Wirtschaftskreisen besteht die Ansicht, daß es bei der heutigen Kapitalknappheit unmöglich sei, der Wirtschaft Kapital durch Steuern wegzunehmen und dann in Wohnungsbauten zu stecken, wie es durch die Hauszinssteuer geschehe. Es sei nötiger, das Kapital zur Verbilligung und Erhöhung der Produktion zu verwenden, als es in unproduktive Verbrauchsgüter zu stecken.

Gegen diese Ansicht wendet sich Ministerialrat Dr. Imhoff vom Reichsarbeitsministerium in Heft 37 des Reichsarbeitsblattes. Er weist mit Recht darauf hin, daß die verbauten Kapitalien ja gar nicht der Wirtschaft entzogen werden, sondern dem Baugewerbe mit allen seinen Nachfolgeindustrien und -gewerben und seinen Tausenden von Arbeitern zufließen, und er betont, daß Erhaltung eines gesunden Baugewerbes und Bauarbeiterstandes für den Wiederaufbau der Volkswirtschaft von größter Bedeutung sei.

Unter Hinweis auf die schlimmen Folgen der Wohnungsnot in gesundheitlicher, sittlicher und wirtschaftlicher Hinsicht und in bezug auf den Zuwachs an Volkskraft ist daran zu erinnern, daß ein Abbau der Wohnungsnot nur auf zwei Wegen möglich ist, davon aber ist der eine nämlich: Steigerung der Mieten in einem Maße, das das Bauen mit Hilfe des freien Marktes rentabel macht — schon aus lohnpolitischen Gründen unmöglich. Es bleibt nur der Weg der staatlichen Bautenförderung, durch den gerade die Wirtschaft den großen Vorteil der niedrigen Mieten, niedrigen Löhne und damit niedrigeren Produktionskosten hat. Eine Steigerung der Mieten um 10% würde schon eine Mehrlast von 500 Millionen bedeuten.

Die staatliche Bautenförderung ist noch viel zu gering, wie Imhoff nachweist. Es ist deshalb zu begrüßen, daß nach dem neuen Finanzausgleich die Länder vom 1. April 1926 ab jährlich mindestens 15—20% der Friedensmiete zu Bauzwecken verwenden müssen. Gegenwärtig verwendet nur Hamburg 20% zum Wohnungsbau (dann folgt der Höhe nach Preußen mit 14%, alle anderen Länder bleiben dahinter zurück, Mecklenburg und Hessen geben nur etwas über 2%).

Vom Baugewerbe muß vor allem auch auf die zu geringe Höhe der im Einzelfall gewährten Hauszinssteuerhypothek hingewiesen werden (durchschnittlich 5000 M. für eine Wohnung, die zu bauen 12—15 000 M. kostet, so daß 7—10 000 M. aus dem freien Markt genommen werden müssen). Der preußische Wohlfahrtsminister hat leider kürzlich eine diesbezügliche Anfrage des Abg. Schluckebier unter Hinweis auf die Möglichkeit von Zusatzhypotheken für Kinderreiche und Schwerkriegsbeschädigte und auf die steigenden Einlagen der Sparkassen abgewiesen.

Der Beschäftigungsgrad der Wirtschaft nach eigener Beurteilung durch die Betriebe.

Die Reichsarbeitsverwaltung versendet an ca. 3500 möglichst typische Betriebe aller Wirtschaftszweige mit etwa 1,5 Millionen Arbeitern und Angestellten Kartenformulare, auf denen bis zum 20. eines Monats Angaben über den Grad der Beschäftigung während der letzten vier Wochen zu machen sind in subjektiver Bewertung, ob schlecht, befriedigend oder gut. Außerdem findet eine Bewertung des Auftragseinganges und der Aussicht in den nächsten zwei Wochen statt, sowie Angabe der Zahl der Beschäftigten. Die Ergebnisse dieser Umfragen, die von bekannten Wirtschaftsstatistikern für einen sehr entwicklungsfähigen Versuch, Material für die Beurteilung der Konjunktur zu gewinnen, gehalten werden, werden jeweils im ersten Monatsheft des Reichsarbeitsblattes veröffentlicht unter dem Titel „Arbeitsmarkt und Wirtschaftslage". Das Baugewerbe ist unter den auskunfterteilenden Firmen bisher nur wenig vertreten.

Die Ergebnisse der Umfragen seit Januar des Jahres spiegeln folgende Bewegung in der Bewertung des Beschäftigungsgrades wieder. Von den eingehenden Antworten (100%) beurteilten den Beschäftigungsgrad mit:

Monat	Gut		Befriedigend		Schlecht	
	1925	(1924)	1925	(1924)	1925	(1924)
Januar	26%	(18%)	**46%**	(30%)	28%	**(50%)**
Februar......	29%	(19%)	**45%**	(34%)	26%	**(45%)**
März	28%	(22%)	**43%**	(33%)	29%	**(42%)**
April	31%	(26%)	**41%**	**(37%)**	28%	(34%)
Mai	28%	(22%)	**42%**	**(41%)**	30%	(33%)
Juni.........	28%	(17%)	**40%**	(40%)	32%	**(41%)**
Juli	28%	(16%)	**41%**	(38%)	31%	**(43%)**
August	26%	(15%)	**41%**	(32%)	33%	**(51%)**
September ...	25%	(16%)	**39%**	(39%)	36%	**(43%)**

Die eingeklammerten Zahlen geben die Vergleichszahlen für die Konjunktur 1924. Die fetten Zahlen heben hervor, welches Prädikat den Hauptanteil hatte.

Entwicklung der Zahl der Konkurse und Geschäftsaufsichten.

	Jan.	Febr.	März	Apr.	Mai
Konkurse	796	723	776	687	807
Geschäftsaufsichten ..	256	240	309	223	351
	Juni	Juli	Aug.	(Septbr. 1.—15.)	
Konkurse	766	797	751	(442)	
Geschäftsaufsichten ..	328	375	379	(227)	

In der ersten Septemberhälfte war gegenüber der ersten Augusthälfte ein Anschwellen der Zahl der Konkurse um 20,1%, der Zahl der Geschäftsaufsichten um 27,5% festzustellen.

Großhandelsindex.

9. Sept.	16. Sept.	23. Sept.	30. Sept.	7. Okt.	14. Okt.
127,6	125,3	124,9	124,1	125,3	125,1

Erwerbslosigkeit.

In vH der Mitglieder der Fachverbände.

	Vollarbeitslose			Einschl. Kurzarbeiter		
	30. Juni	31. Juli	31. Aug.	30. Juni	31. Juli	31. Aug.
Baugewerbe ..	3,0	3,5	4,9	3,0[1])	3,5[1])	4,9[1])
Produktionsmittelindustr., Durchschn.[2])	3,3	3,6	4,6	6,6	8,0	10,7
Gesamtdurchschnitt[3])	3,4	3,5	4,3	7,9	8,5	10,5

[1]) Im Baugewerbe waren keine Kurzarbeiter, daher gleiche Zahlen.

Löhne.

a) Durchschnittlicher Stundenlohn im Monat in Hauptorten[4]) (nach Wirtschaft und Statistik).

		Gesamt-durchschnitt[3])	Produktionsmittel-industrien [2])	Bau-gewerbe
Gelernt ...	Juli:	89,1 Rpf.	91,4 Rpf.	110,5 Rpf.
	Aug.:	90,2 ,,	92,5 ,,	111,4 ,,
Angelernt .	Juli:	62,7 Rpf.	62,3 Rpf.	92,2 Rpf.
	Aug.:	63,7 ,,	63,3 ,,	92,9 ,,

b) Der durchschnittliche monatliche Stundenlohn der Angelernten betrug in vH des Lohnes der Gelernten (vgl. a):

	Gesamt-durchschnitt[3])	Produktionsmittel-industrien [2])	Bau-gewerbe
Juli	71,4	68,8	83,4
August	70,6	68,4	83,39

Rechtsprechung.

(Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.)

1. **Reichsgericht.** Anfechtung eines in der Inflationszeit abgeschlossenen Kaufvertrages ist nicht deshalb möglich, weil der Verkäufer sich im Irrtum über den mangelhaften Wert des Geldes befunden hat und in Unkenntnis der Wirkung der Inflation sein Grundstück oder sonstiges Eigentum für wenige Goldpfennige verkauft hat. Das Reichsgericht hat entschieden, daß auf diesen Fall der § 119, Abs. 2 BGB. (Anfechtung wegen Irrtums über die Eigenschaft einer Sache) nicht anwendbar sei, weil die Höhe der ,,Kaufkraft" keine dem Geld innewohnende ,,Eigenschaft" im Sinne des § 119, Abs. 2 BGB. sei, sondern nur ein Urteil des Verkehrs über die Schätzung des Geldwertes. (RG. V. 11. Juli 1925.)

2. **Reichsfinanzhof.** Steuerfreiheit von Zuwendungen an Pensionskassen und ähnliche Kassen bei der Körperschaftssteuer besteht nur, wenn die dauernde Verwendung der Mittel der Kassen für deren Zwecke gesichert ist. (Früher § 7, Ziffer 1, heute § 14, Ziffer 2 des Körperschaftssteuergesetzes.) Eine körperschaftspflichtige Gesellschaft bestand aus drei Gesellschaftern, die zugleich alleinige Geschäftsführer sind. Jedem der Gesellschafter steht ein Anspruch auf Pension zu, zu welchem Zwecke unter dem Namen Pensionsfonds eine besondere Rücklage gebildet wurde, der von der Generalversammlung alljährlich festgesetzte Teile des verteilbaren Reingewinnes zugeführt werden. Jeder Geschäftsführer erhält die gleiche Summe, die einem für ihn innerhalb des Pensionsfonds eingerichteten Konto gutgeschrieben wird. Die Mittel des Fonds werden im Betriebe verwendet und den Gesellschaftern verzinst und auf Pensionskonto gutgeschrieben. Über die innere Einrichtung des Fonds ist nichts im Vertrage vorgesehen.

Das Finanzgericht hatte eine Steuerfreiheit in diesem Falle nicht anerkannt, da eine ,,Kasse" im Sinne des Körperschaftssteuergesetzes nicht vorläge, denn dem Pensionsfonds mangele Organisation und Selbständigkeit und die dauernde Verwendung der dem Fonds zugeführten Mittel zu dessen Zwecken sei nicht sichergestellt. (An diese Feststellung des Finanzgerichtes war der Reichsfinanzhof gebunden, trotzdem die Gesellschaft in ihrer Rechtsbeschwerde die Entscheidung der Vorinstanz als unrichtig bekämpfte, denn nach § 267 der Reichsabgabenordnung kann eine Rechtsbeschwerde beim Reichsfinanzhof nur darauf gestützt werden, daß eine ergangene Entscheidung auf Nicht- oder Falschanwendung des bestehenden Rechts oder auf einem Verstoß wider den klaren Inhalt der Akten beruht oder daß das Verfahren an wesentlichen Mängeln gelitten hat.)

Die Gesellschaft hatte angeführt, daß das Finanzamt in den vorhergehenden beiden Jahren die Zuwendungen an den Pensionsfonds anstandslos steuerfrei gelassen habe und sie deshalb geglaubt habe, daß die Voraussetzungen des Gesetzes für das Bestehen einer Kasse erfüllt seien. Hierauf entgegnet der Reichsfinanzhof, daß die Steuergerichte ihre Entscheidung lediglich danach zu treffen haben, ob eine Kasse vorliegt, nicht danach, ob der Steuerpflichtige gutgläubig gehandelt hat, wenn er die Bildung einer wirklichen Kasse unterließ. Bei der ersten Zuwendung zu Pensionszwecken können die gesetzlichen Voraussetzungen noch als erfüllt betrachtet werden, wenn die Gründung einer förmlichen Pensionskasse erst in derselben Generalversammlung ernstlich beschlossen wird, die über die Zuwendungen beschließt, dann muß aber der Steuerpflichtige sofort geeignete Schritte unternehmen, die Kasse wirklich zu bilden.

Bemerkenswert ist, daß das Finanzgericht die Ansicht des Finanzamtes, daß Befreiungen zugunsten von Gesellschaften, deren Gesellschafter zugleich Geschäftsführer seien, nicht möglich seien, für falsch erklärt hatte. (R. F. H. I 14. 7. 25.)

3. **Arbeitsrecht.** Aussperrungsvermerk auf den Entlassungsscheinen. — Eine Entscheidung des Gewerbegerichtes Magdeburg bezeichnet den Vermerk auf dem Entlassungsschein ,,Entlassen wegen Aussperrung, hervorgerufen durch Teilstreik" als unzulässig, da § 113, Abs. 1, Gew.-Ord. ausdrücklich bestimme, daß sich das Zeugnis nur über Art und Dauer der Beschäftigung auszusprechen habe, und daß es sich auf diese zwei Punkte zu beschränken habe, wenn ein weiterer Zusatz nicht verlangt werde.

In einem anderen Falle hat sich das gleiche Gericht auf den Standpunkt gestellt, daß der Entlassungsschein kein Zeugnis, sondern eine Abgangsbescheinigung im Sinne des § 1 der Ausführungsvorschriften zur Verordnung über die Erwerbslosenfürsorge vom 25. 3. 1924 sei. Das Gericht kam daher in diesem zweiten Falle zu der Entscheidung, daß der genannte Vermerk über den Entlassungsgrund auf dem Entlassungsschein zulässig sei. Der Entlassungsschein sei mit dem Zeugnis im Sinne des § 113, Abs. 1 der Gew.-Ord. nicht identisch und sei nicht zur Vorlegung für einen neuen Arbeitgeber, sondern nur für das Arbeitsamt bestimmt. Es sei daher unbedenklich, wenn der Arbeitgeber in diesem Schein den Grund der Entlassung angebe. Wolle sich der Arbeitnehmer bei Bewerbung um eine neue Stelle über Führung und Leistung ausweisen, so stehe ihm frei, ein Zeugnis nach § 113 Gew.-Ord. zu fordern.

b) Schadensersatzpflicht von Gewerkschaftsbeamten. — Gewerkschaftsbeamte, die veranlassen, daß Arbeitnehmer wegen Zugehörigkeit zu nationalen Verbänden entlassen werden, können von diesen Arbeitnehmern schadensersatzpflichtig gemacht werden. Es geht unter keinen Umständen an, daß man einen andern brotlos macht, nur weil dieser nicht derselben politischen Richtung angehört. Es würde zu unhaltbaren Zuständen führen, wollte man einer Partei oder Organisation das Recht einräumen, Andersgesinnte aus ihrem Arbeitsverhältnis zu verjagen. So weit darf der Druck einer Organisation nicht reichen. Der Beklagte hat die Entlassung des Klägers aus seinem Arbeitsverhältnis erzwungen. Dadurch ist dieser längere Zeit arbeitslos geworden und hat selbstverständlich einen Schaden erlitten. Für diesen Schaden ist ihm der Beklagte gemäß § 826 BGB. ersatzpflichtig, da dieser ihm in einer gegen die guten Sitten verstoßenden Weise vorsätzlich Schaden zugefügt hat. (LG. Magdeburg 1. 7. 25.)

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

Verordnung über die Eintragung der Aufwertungsbeträge von Hypotheken und anderen dinglichen Rechten. Vom 9. Oktober 1925. (R.Anz. Nr. 237.) Der Aufwertungsbetrag wird bei der Eintragung im Grundbuch in Goldmark beziffert. Eine Goldmark entspricht dem vom Reichswirtschaftsminister im Reichsanzeiger mitgeteilten Preis von $^1/_{2790}$ kg Feingold in London am Tage der Fälligkeit des Aufwertungsanspruches. Bereits geschehene Aufwertungseintragungen werden nachträglich von Amts wegen hiernach berichtigt.

Verordnung über die Verlegung der zur Durchführung der Aufwertung von Industrieobligationen und verwandten Schuldverschreibungen bestimmten Termine. Vom 29. September 1925. (RGBl. Teil I, S. 383.) Die Anmeldungsfrist für Aufwertung der bei Banken zur Einlösung eingereichten, bereits ausgelosten oder gekündigten Schuldverschreibungen ist bis 30. November 1925; die Frist für die Klage auf Anerkennung des Aufwertungsanspruchs oder auf Herausgabe der Verschreibungen ist bis 31. Januar 1926 verlängert.

Verordnung über die Aufforderung zur Anmeldung des Altbesitzes von Industrieobligationen. Vom 29. August 1925. (R.G.Bl. I, S. 384.) Veröffentlicht das Muster für die Form, in der die Aufforderung zur Anmeldung des Altbesitzes von Schuldverschreibungen für die Aufwertungen in den Zeitungen und im Reichsanzeiger zu erfolgen hat. Der Ablauf der Frist für die Anmeldung liegt erst einen Monat nach der Aufforderung im Reichsanzeiger in der vorgeschriebenen Form. Nicht entsprechende Aufforderungen müssen also nachgeholt werden, um die Frist in Lauf zu setzen.

---

[2]) Gewogener Durchschnitt aus Bergbau, Metall-, Chem., Papiererzeugungsindustrie, Bau- und Holzgewerbe.

[3]) Gewogener Durchschnitt der Produktionsmittelindustrien, Verbrauchsindustrien (Textil-, Brau-, Kartonnagen-, Süß-, Back- und Teigwarenindustrie, Buchdruck), Verkehrsgewerbe (Reichsbahn).

[4]) Für Vollarbeiter der höchsten tariflichen Altersstufe in Hauptorten.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Vortrag mit Lichtbildern.

Am Donnerstag, den 5. November 1925, abends 8 Uhr pünktlich im Hörsaal 120 der Technischen Hochschule zu Charlottenburg, Berliner Str. 171/172, von Herrn Professor Dr. Kaßner über ,,Das Orion-Wasserkraftwerk im Rilagebirge (Bulgarien)", veranstaltet von der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech), Berlin SW. 48, Verlängerte Hedemannstr. 8.

Im Anschluß an den Vortrag Besprechung.

Gäste, Damen und Herren, willkommen. Eintritt frei.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang — 30. Oktober 1925 — Heft 30

ZUM 200 JÄHRIGEN BESTEHEN DER LAUCHHAMMERWERKE.

Von Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden.

Am 25. August dieses Jahres waren zwei Jahrhunderte verflossen, seitdem im Eisenwerk Lauchhammer das erste Roheisen in kleinen Mengen erschmolzen worden war. Heute nach zweihundert Jahren zählt das Werk zu den angesehensten Stätten der Eisenherstellung und Verarbeitung im Reiche, weit hinaus bekannt über dessen Grenzen durch seine Leistungen auf allen Gebieten der Eisenverwertung und des Eisenbaues.

Die Geburtsstätte des Lauchhammerwerkes liegt in der damals kurfürstlich sächsischen Oberlausitz im Flußgebiete der schwarzen Elster. Die hier zu jener Zeit anstehenden großen Waldungen gaben der Besitzerin, einer verwitweten Freifrau von Löwendahl, den Gedanken ein, einen dort gelegenen Mühlenbetrieb als Holzschneiderei auszubauen. Da man bei den hierfür notwendigen Vorarbeiten in näherer und weiterer Umgebung größere, leicht gewinnbare Mengen eines brauchbaren Raseneisenerzes fand, faßte die Besitzerin den Plan, diese Bodenschätze durch Errichtung eines Hochofenwerkes mit Eisenhammer auszubeuten, zumal die zur Erblasung des Roheisens notwendige Kohle in Form von Holzkohle dem Waldreichtum der Gegend entnommen werden konnte. So entstand im Jahre 1725 — von König Friedrich August dem Starken genehmigt — das Eisenwerk Lauchhammer. Bereits am 25. August lieferte der Hochofen das erste flüssige Eisen. Wie allen alten Hochöfen, war auch ihm ein dickes Steingemäuer und eine offene Brust eigen; von ihr aus wurde das herabgeschmolzene flüssige Roheisen von Hand aus geschöpft, während die Schlacke, ebenfalls von Hand aus über den Wallstein abgezogen wurde. Die erste Schmelzperiode währte 20 Wochen, für die damalige Zeit eine hervorragende Leistung. Die tägliche Ausbeute des Ofens ergab 1 t Roheisen. Infolge seines starken Phosphorgehaltes zeigte sich das Eisen sehr dünnflüssig, war also besonders geeignet für Guß, namentlich auch für Kunstguß. In Lehmformen gewonnene Kaminplatten, Rohre, Töpfe, Kessel, waren dementsprechend auch die ersten Roheisenerzeugnisse des Werkes. Daneben wurde aber von vornherein ein ganz besonderer Wert auf die Umwandlung des Roheisens in Schmiedematerial durch Frischen gelegt und durch Anschluß eines Hammerwerkes das Ausrecken dieses schmiedbaren Eisens in Stabeisen vollzogen. Zu diesem Zwecke besaß bereits bald nach seiner Gründung das Werk 4 Frisch- und Stabhütten, deren Kraft der Abfluß des „Lauchteiches", unterhalb der Hochöfen gelegen, lieferte. Eine bedeutsame Fortentwickelung wurde dem Werke unter dem Erben seiner Begründerin, dem Grafen Carl von Einsiedel, zuteil, der die Hochöfen umbaute, als erster in Deutschland im Jahre 1796 mit dem in England erfundenen Puddelverfahren Versuche machte, 1802 die erste Dampfmaschine im Werk aufstellte, eine Emaillieranstalt in die Betriebe einfügte und dem Kunsteisenguß sein besonderes Interesse zuwandte. Auch beginnt unter seiner Leitung bereits der territoriale Ausbau des Werkes, indem 1779 in Gröditz rd. 40 km südwestlich von Lauchhammer ein Zweigwerk mit Frischhütte und Stabhammer gegründet, und 11 Jahre später das, für sich damals schon 200 Jahre alte Eisenwerk Burghammer a. d. Spree, 50 km nach Osten zu entfernt, durch Kauf mit dem Lauchhammerwerke vereinigt wurde. Im Jahre 1804 folgte dem Vater Carl sein Sohn Detlev von Einsiedel in der Werksleitung, jene geschichtlich bekannte Persönlichkeit, die während der Befreiungskriege sächsischer Ministerpräsident war. Unter ihm wurden die Lauchhammerwerke weiter ausgebaut und zu einer der bedeutendsten Lieferantinnen von Kriegsmaterial aller Art zur Zeit der Napoleonischen und Befreiungskriege. Zudem verbesserte Detlev von Einsiedel die technischen Einrichtungen des Werkes, führte 1805 den Umschmelzbetrieb des Roheisens im Cupolofen ein, fügte dem Werke 1829 eine Maschinenbauanstalt hinzu und erwarb vor allem 1849 das Eisenwerk Riesa a. d. Elbe, ein im Jahre 1841 gegründetes Walzwerk, das in der Geschichte und in den wirtschaftlichen Beziehungen der gesamten Lauchhammerwerke in Zukunft eine hervorragende Rolle spielen sollte.

Das Gräflich Einsiedelsche Eisenwerck Lauchhammer.

Abb. 1.

Hiermit waren die Eisenwerke Lauchhammer, Burghammer, Gröditz und Riesa zu gemeinsamer Zusammenwirkung und wirtschaftlicher gegenseitiger Unterstützung in einer Hand vereinigt, und zwar in der Form einer Familiengesellschaft. Diese blieb auch über den Tod Detlev von Einsiedels (1861) hinaus bestehen, bis in der Gründungszeit nach dem Deutsch-Französischen Kriege 1872 unter Beteiligung von Berliner und Dresdner Finanzkreisen die Umwandlung der Gesellschaft in eine Aktiengesellschaft erfolgte. Schon lange vorher war aber das Werk nicht mehr auf voller technischer Höhe geblieben. Die Erschmelzung des Roheisens aus Raseneisenerz und Holzkohle in den verhältnismäßig kleinen Hochöfen war veraltet und unwirtschaftlich geworden; die Werke konnten dem Wettbewerbe vor allem der westlichen und oberschlesischen Eisenindustrie nicht mehr standhalten, namentlich nicht mehr nach Einführung des Freihandels im Jahre 1873. So wurde dann der Hochöfenbetrieb stillgelegt, 1879 der letzte Lauchhammer-Holzkohlenhochofen in Gröditz ausgeblasen. Es folgten schwere Zeiten für die Werke, bis ihnen wieder die Ausnutzung bisher nicht genügend bekannter Bodenschätze zu einem neuen wirtschaftlichen Aufschwung und einem

glänzenden Emporsteigen verhelfen sollte. Es war das die Auffindung sehr großer, leicht im Tagebau gewinnbarer und wertvoller Braunkohlenschätze in der Gegend des alten Lauchhammerwerkes. Die erste Braunkohlengrube wurde 1886 eröffnet, viele andere folgten ihr. 1901 wurde eine ausgedehnte Brikettfabrik erbaut, der 10 Jahre später eine Überlandzentrale folgte, die — als erste in Europa mit einer Spannung von 110000 Volt — die Schwesternwerke Riesa und Gröditz sowie mehr als 1000 sächsische Ortschaften mit elektrischer Energie versorgte. Auf dieser neu geschaffenen Grundlage konnten nunmehr die Werke neu ausgebaut und neuzeitlich entwickelt werden, wurde doch im Laufe der Zeit

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 5.

Abb. 4.

Abb. 8.

Abb. 6.

die monatliche Gewinnung an Braunkohle auf rd. 1,5 Millionen hl. gesteigert, wodurch auch die Krafterzeugung in Lauchhammer eine dauernde Vergrößerung erhielt. In Riesa entstanden Martinstahlwerke, Walzwerke für Bleche, Rohre und Stabeisen, in Gröditz ein Stahlwerk und mit ihm verbunden eine Tempergießerei, eine Schmiede und eine Radsatzfabrik, während in Lauchhammer neuzeitliche Werkstätten für Maschinenbau und Eisenkonstruktionen des Hoch- und Brückenbaus und ein modernes Emaillierwerk dem alten Werke angefügt wurden. In dieser ihrer Eigenentwicklung war die Lauchhammer A.-G. oft vorbildlich und wegeweisend für die Eisenindustrie; so wurde beispielsweise im Jahre 1900, in Deutschland zum ersten Male, in Riesa ein Lasthebemagnet zum Verladen von Schrott in Betrieb genommen, wenige Jahre später an gleicher Stelle die erste elektrisch betriebene Chargiermaschine, die erste ihrer Art in Europa, erprobt.

Im Weltkriege wurde das Stahlwerk Torgau den Werken eingefügt und die Eisenbauwerkstätte Berlin-Wittenau zu einer neuzeitlichen erstklassigen Stätte zur Errichtung von Eisenkonstruktionen aller Art ausgebaut. Somit konnten im Jahre 1922 die Lauchhammerwerke auf sechs größere Einzelwerke mit über 12000 Arbeitern und Angestellten blicken. Es gehört zu den besonderen Ruhmestiteln der A.-G., daß mit dieser glänzenden und großzügigen Entwickelung, die seit Beginn dieses Jahrhunderts kraftvoll einsetzte, auch die soziale Fürsorge für alle Werkarbeiter und Angestellte — ihrer Zeit zum Teil oft weit vorauseilend — in vorbildlicher Art Hand in Hand ging. Eine Kirche, eine Realschule, ein Lehrlingsheim, eine Försterei, ein Kaufhaus usw., geschaffen vom Werke für seine Mitarbeiter, sind dessen beredte Zeugen in Vergangenheit und Gegenwart.

Es ist bekannt, daß im Jahre 1923 die Lauchhammerwerke A.-G. mit der A.-G. Linke-Hofmann-Breslau zur LHL. verschmolzen wurden und daß die weitere Angliederung verwandter Unternehmungen sowie großzügige Konzernbildungen und Interessengemeinschaften in der neuesten Zeit die Werke in den Stand setzen, den Herstellungsprozeß von der Rohstoffgewinnung bis zur Fertigfabrikation auszudehnen und nicht nur im Werkstoff, sondern auch in den Betriebsmitteln aller Art weitgehendste Unabhängigkeit zu erlangen.

Ebenso hervorragend wie vorbildlich und den Namen des Werkes weit verbreitend war seit der Mitte des vergangenen Jahrhunderts der Lauchhammer-Bildguß. Von Wichtigkeit waren hier die Beziehungen, die Lauchhammer zu den Bildhauern Rauch und Rietschel angeknüpft hatte; sie veranlaßten das Werk zur Einführung des Bronzegusses; und hiermit gliederte es sich den wenigen anderen großen Gießereien ein, die den Guß der Monumentaldenkmäler bisher betrieben. Zu erwähnen sind hier u. a. das

Abb. 7.

1868 geschaffene Rietschelsche Lutherdenkmal in Worms, das Kaiser-Wilhelm-Denkmal in Hamburg, die Goethe-Statue in Straßburg, das Bismarck- und Moltke-Denkmal in Halle u. a. m. In neuerer Zeit hat die Lauchhammer-Gießerei in feinem Kunst- und Zeitgefühl sich auf die Herstellung künstlerisch wertvoller Kleinplastiken, Plaketten usw. in Bronze — vor allem aber in Eisenguß — umgestellt. Es sei hier nur an die wirkliche Kunstwerke darstellenden Weihnachtsplaketten des Werkes erinnert, die alljährlich alle Freunde des Eisenkunstgusses an diese alte und neue stimmungsvolle Kunst erinnern. Als ein baugeschichtliches Denkmal des Eisengusses sei die ganz in Kunstguß ausgeführte offene Halle auf der Nilinsel Gizireh bei Cairo erwähnt (Abbildung 4), die mit einem Gewicht von rd. 40000 t im Jahre 1867 vom Lauchhammerwerk für den ägyptischen Vizekönig errichtet wurde.

Abb. 9.

Erheblich bedeutungsvoller und großzügiger waren naturgemäß die Leistungen des Werkes im reinen Eisenbau, auf dessen Gesamtgebieten die Lauchhammerwerke auf ebensoviel wohlgelungene wie vorbildliche Ausführungen zurückzublicken vermögen, seien es Hallen und Industriehochbauten aller Art, Brücken, feste und bewegliche, einschließlich Brückenverstärkungen im Betriebe (z. B. Berliner Stadtbahn), Behälterbauten, Bunker und Silos zu den verschiedensten Zwecken, Hochdruckrohre, Hochspannungsmaste, Förder- und Transportbahnen, Eisenwasserbauten u. a. m.

Wenige Beispiele dieser Ausführungen geben die nachfolgenden Abbildungen wieder: Abb. 5 die Hubbrücke in Lübeck, Abb. 6 den Viadukt Oberbaumstraße (2000 t) im Zuge der Berliner Hoch- und Untergrundbahn, Abb. 7 die Hängebahn in der ehemaligen Geschoßfabrik Siegburg, Abb. 8 die Rohkohlenbrücke im Werke in Lauchhammer, Abb. 9 die namentlich auch in ihrer architektonischen Wirkung hervorragende, in Stahl erbaute Meßhalle in Leipzig, Abb. 10 eine Turmgruppe für drahtlose Telegraphie

Abb. 10.

Abb. 11.

bei Norddeich, Abb. 11 ein für Südafrika geliefertes Fördergerüst und endlich Abb. 12 die Hochdruckrohre von 4 m Durchmesser für das Innkraftwerk.

Allbekannt sind auch die besonderen Verdienste, welche sich die Lauchhammer A.-G., im besonderen im Stahlwerk Riesa in den vergangenen Jahren in Gemeinschaftsarbeit mit Prof. Dr. W. Gehler um die Herstellung des hochwertigen Baustahles erworben hat. Endlich sei kurz noch der Männer gedacht, welche die Lauchhammer A.-G. nach den schweren Zeiten der achtziger Jahre des vergangenen Jahrhunderts zu neuer Blüte geführt haben. Neben dem weitschauenden Gustav Hartmann, Chemnitz, der in großzügiger Arbeit die Grundlagen für die heutige Größe des Werkes legte, gebührt eine besondere Heraushebung Josef Hallbauer, der — unterstützt durch seine weitschauenden kaufmännischen Berater und Helfer Kilian und Henkel — von 1883 an durch zwei Jahrzehnte hindurch mit der technischen Oberleitung der Werke betraut, als Generaldirektor die Werke vollkommen umgestaltete, neuzeitlich einrichtete und sie somit zu neuer Blüte emporführte. Seine erfolgreiche Lebensarbeit setzten im gleichen Sinne die Männer fort, auf deren Schultern die neue große Entwicklung des Werkes ruht: Friedrich Möller seit 1912, Adolf Wiecke, seit 1913 Generaldirektor, und Heinrich Koppenberg, der geniale Umgestalter und Förderer des Riesaer Stahlwerkes.

Abb. 12.

Überblickt man heute die Gesamtentwicklung der Lauchhammerwerke von ihren ersten kleinen Anfängen an bis zu der Neugestaltung zum gewaltigen Großunternehmen mit seinen Tausenden von Arbeitern, so erkennt man in diesem Werdegang zähe zielbewußte deutsche Arbeit im Dienste der Allgemeinheit, eine Arbeit, der ein Erfolg immer beschieden sein wird und deren Treue und Verantwortlichkeits- und Gemeinschaftssinn auch für die Zukunft die Sicherheit einer gedeihlichen Fortentwicklung in sich schließt und verbürgt.

DER WETTBEWERB UM DEN ENTWURF DER FRIEDRICH-EBERT-BRÜCKE ÜBER DEN NECKAR IN MANNHEIM.

Von Karl Bernhard, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 838.)

IV. Eisenbau-Entwürfe.

1. Kennwort: „Flachbrücke", erster Preis.

Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg.-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg,
Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim,
Architekt Adolf Abel, Stuttgart.

Abb. 9. Längenschnitt in Brückenachse.

Abb. 10. Grundriß; oben Fahrbahntafel mit Windverband, unten Aufsicht.

Den beiden erstgenannten Verfassern ist auch der erste Preis 1901 für den Entwurf im Wettbewerb um die Jungbusch-Brücke zugefallen, der in der Zeitschrift des VDI. 1901, S. 1015 von mir ausführlich dargestellt worden ist. Der Entwurf hält die vorgeschriebenen Höhenverhältnisse genau ein und vermeidet das Eintauchen des Überbaus durch Anordnung von zwei vollwandigen Gerberträgern (s. Abb. 9), die zwischen Bürgersteig und Fahrbahn liegen, wie in Abb. 10, 11 u. 12 näher dargestellt. Der Untergurt der doppelwandigen Hauptträger ist flach gekrümmt und zieht sich nach den Pfeilern zu soweit hinab, daß nur die Auflagerstühle in das Hochwasser eintauchen. Um für die Hauptträger die nötige Höhe in Brückenmitte zu erlangen, ist der Fußweg mit stärkerem Längsgefälle ausgestattet als die Fahrbahn, d. h. er liegt in

Abb. 11. Querschnitt in Brückenmitte.

Abb 14. Abb. 13.

Abb. 13 u. 14. Ansicht und Querschnitt eines Hauptträgers am festen Auflager.

Brückenmitte 325 mm höher als die im vorgeschriebenen Gefälle liegende Fahrbahn. Der Obergurt verläuft parallel zum Bürgersteig genau in Geländerhöhe, d. h. 1,1 m höher als der Bürgersteig. Durch diese Anordnung wird die freie Übersicht auf der Brücke und nach den Ufern hin gesichert, für die Querträger eine geringste Spannweite mit 13,3 m erzielt und durch die auskragenden Fußwege mit ihren Konsolen eine wirksame, lebhafte Gliederung des Brückenüberbaues hervorgerufen (s. Schaubild 1 und 2). An den Enden der Hauptträger sind 4 schlanke Leuchtpylonen angeordnet, welche Anfang und Ende betonen. Der freie Querverkehr für die Fußgänger ist also auf 200 m ausgeschlossen, was jedenfalls für den Fahrverkehr zweckdienlich sein mag. Wie oben bereits angedeutet, liegt hierin eine Umwälzung der Anschauungen. Es wäre sehr zu begrüßen, wenn die Ausführung den Erwartungen entspräche. Die Vorteile für die konstruktive Gestaltung des Bauwerks sind so hervorragende, daß die zu befürchtenden Nachteile, besonders Verkehrsstörungen durch Schneeverwehung und dergleichen dann weniger ins Gewicht fallen.

Die Hauptträger über den drei Öffnungen von 55,62 m, 86,52 m und 55,62 Stützweite haben in der Mittelöffnung Gerber-Gelenke, so daß die eingehängten Träger bei durchweg 6,18 m Feldteilung 8.6,18 = 49,44 m Stützweite haben. Ihre Stehblechhöhe ist in der Mitte 3650 mm, über den Pfeilern

Abb. 12. Querschnitt am Gelenk.

4900, an den Widerlagern 3200 mm. Die Abb. 12, 13 u. 14 zeigen die genauen Einzelheiten der Hauptträger und ihrer Stützung mittels fester Lager auf den Pfeilern, sowie ein bewegliches

Abb. 15. Anordnung des Revisionswagens.

Lager zur Stützung der eingehängten Träger. Die in das HW tauchenden Lagerstühle (die Oberkante der Lagersteine liegt hierbei 82 cm unter HW) bilden nach Ausfüllung mit Zement einen abgestumpften Kegel mit geschlossener Oberfläche, an dem für die im Hochwasser schwimmenden Körper keine Angriffsstellen sich darbieten, so daß diese Anordnung der größtmöglichsten Ausnutzung der Höhen einwandsfrei ist. Die vollwandigen Hauptträger haben, wie schon bei früheren Gelegenheiten von der M.A.N. (zuerst bei der Jungbusch-Brücke, s. Zeitschr. d. VDI. 1901, S. 1130 u. 1131) angeordnet, unten offenen und zugänglichen Kastenquerschnitt mit Querschotten an den Querträgeranschlüssen und Zwischenpunkten. Der innere Abstand der Kastenwände beträgt 600 mm, um für Arbeiter bei Erneuerung des Anstriches und sonstiger Instandsetzung Raum genug frei zu halten. Die Querträger sind, wie Abb. 11 u. 12 erkennen lassen, so angeordnet, daß für die Rohrleitungen und den Kabelraum die geforderten Aussparungen im Stehblech zwischen den Längsträgern vorhanden sind, deren Abstand dadurch sich zu 1,44 m ergeben hat. Dies hat den Vorzug, gegenüber der Anordnung der Rohrleitungen unter den Gehwegen, daß sie das Bild der Brücke nicht beeinträchtigen. Die Verlegungs- und Prüfungsarbeiten an den Rohrleitungen sind dann allerdings recht schwierig, die Zugänglichkeit wohl nur von unten möglich, wenn man nicht in die Fahrbahn Einsteigdeckel anordnet, was aber bei Holzpflaster besonders nachteilig ist. Für die Zugänglichkeit von unten dient der Revisionswagen (Abb. 15). Er läuft zwischen den Hauptträgern und ist mit einziehbaren Auslagen versehen, welche nach Bedarf auf der einen oder anderen Seite unter den Bürgersteigen verwendet werden können. Durch diese Anordnung ist es möglich, ihn über die Pfeiler weg in die Seitenöffnung zu fahren. Die Laufbahn ist unter den Querträgern befestigt, deren Gestalt im Zusammenhang mit dem Windverband seiner Benutzung angepaßt ist. Dieser Verband bildet zwei schwach gegeneinander geneigte Ebenen, welche die untere Begrenzung des Querträgers bestimmen und in der Mitte der Querträger zusammenlaufen.

Die Fahrbahndecke liegt außer auf den Quer- und Längsträgern auf Zwischenquerträgern (s. Abb. 11, 12 u. 16). Sie wird getragen von einer kreuzweis bewährten Eisenbetonplatte, welche nicht aus hochwertigem Zement gedacht ist, da ihre Abmessungen gegenüber den dynamischen Einwirkungen des Verkehrs zu schwach würden. Sie ist zu

Abb. 16.
Längenschnitt durch die Fahrbahn in der Nähe des Gelenkes.

15 cm angenommen und gewöhnlicher Zement dafür vorgeschlagen. Auf diesen Platten ist ein 2 cm starker Zementestrich genau in Gefälle verlegt, darauf Tektolithisolierung, die durch 4 cm Beton mit Drahteinlage geschützt ist. Hierauf ruht das Holzpflaster. Die Straßenbahnschienen liegen auf Hartasphalt. Durch kleine Kanälchen ist der Durchtritt des Wassers ermöglicht, eine Anordnung, die sich bei der Kölner Rheinbrücke gut bewährt hat. Unter den Schienen ist die Unterdecke stärker, die Längsträger entsprechend tiefer gelegt.

Ihre massive Anordnung ist für die Unterhaltungskosten sicher günstiger, ihre Ausführung ist bei der Montage störend; m. E. ist gegen die jahrzehntelang erprobte leichtere Unterdecke aus Belageisen weiter aber nichts einzuwenden. Die ständige Last des Pflasters nebst Decke beträgt 750 kg/m², d. h. um die Hälfte mehr als die Fahrbahn mit Belageisen. Die Gehwege erhalten versetzbare Eisenbetonplatten; sie haben Gefälle nach den Hauptträgern zu, was für diese zu den oben erwähnten Bedenken für die Reinhaltung und den Rostschutz Anlaß bietet.

Für den eisernen Überbau ist St. 48 mit 30 % höherer zulässiger Beanspruchung in Aussicht genommen. Die Querträger sind für ein $M_{max} = 403{,}12$ mt dimensioniert und bei einer Beanspruchung von $\sigma = 1815$ kg/cm² (St. 48) mit einem $W = 22\,220$ cm³ ausgestattet, wobei wegen der Aussparung für den Kabelraum nur 250 mm Stehblech gerechnet ist. Die maßgebenden Momente der Hauptträger für den Stützenquerschnitt betragen $-12\,428{,}37$ mt, für den Mittenquerschnitt $+6169{,}22$ mt. Für ersteren ist ein $W = 694\,550$ cm³, für letzteren ein $W = 342\,400$ cm³ ausgebildet und die Spannungen 1792 bzw. 1800 kg/cm² errechnet. Der Stützenquerschnitt erfordert oben 7 Kopfplatten 1000.16 und unten 2 mal 7 Kopfplatten 500.16, während beim Querschnitt in der Mitte nur mit 4 bzw. 2×4 Kopfplatten auszukommen ist. Ausführlich sind die Durchbiegungen ermittelt, die in der Mitte infolge Verkehrslast (rd. 6,10 t/m): 10,8 cm und in den Seitenöffnungen bei 6,24 t/m Verkehrslast 5,29 cm betragen, also $^1/_{800}$ der Stützweite.

In Abb. 9 ist auch ein klares Bild über die Pfeilerbauten gegeben. Für die Mittelpfeiler ist Druckluftgründung gewählt, weil hierbei für zuverlässiges Einbringen des Betons auf die leicht kontrollierbare Fundamentsohle gewährleistet ist und die Höhenlage der Grundungstiefe nach den vorgefundenen Bodenverhältnissen geändert werden kann. Die Senkkästen bestehen aus Eisenbeton. Hierbei wie bei dem Mauerwerk ist ein Bedürfnis nach Verwendung hochwertigen Zements nicht vorhanden. Nur die Auflager bestehen aus hochwertigem Eisenbeton. Die Form der Pfeiler ist einfach und wuchtig, sie sind ohne Hohlräume massiv, der dynamischen Wirkung des Hochwassers wegen ausgebildet. Die Landpfeiler finden 5 m höher ihren Baugrund und sind deshalb unter offener Wasserhaltung zwischen eisernen Spundwänden fundiert. Nach dem Betonieren bis über MW sollen diese Spundwände wieder gezogen und deshalb zwischen Wand und Beton dünne Schalbretter eingebracht werden. Durchaus richtig ist die Vorsicht, die Landpfeiler unter der Annahme zu berechnen, daß bei Abfall des Hochwassers das Erdreich noch feucht ist und ein Böschungswinkel von 30° anzunehmen ist. Die Beobachtung, daß die Brückenwiderlager im Laufe der Zeit nachgeben, weil die Berechnungsannahmen für Erddruck zu günstig aufgestellt sind, ist auch nach meiner Erfahrung beachtenswert.

Der mit dem ersten Preis ausgezeichnete Entwurf ist, wie aus der vorstehenden Darstellung hervorgeht, eine mit großer Sorgfalt und Fachkenntnis theoretisch wie praktisch wohldurchdachte Arbeit, die den Verfassern zur größten Ehre gereicht. Dem Urteil des Preisgerichts wird jeder zustimmen können, dem nicht die folgende Lösung mehr zusagt.

(Fortsetzung folgt.)

ÜBER DIE GENAUE BIEGUNGSGLEICHUNG EINER ORTHOTROPEN PLATTE IN IHRER ANWENDUNG AUF KREUZWEISE BEWEHRTE BETONPLATTEN.

Von M. T. Huber, Lwów (Lemberg).

Herr Dr.-Ing. H. Marcus hat in seinem Werke: „Theorie elastischer Gewebe . . .“ (Verl. v. J. Springer, Berlin 1924) auf S. 100 bis 105 eine Differentialgleichung der Biegungsfläche einer Platte abgeleitet, welche für elastische Platten von ungleicher Biegungssteifigkeit:

$$B_1 = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} J_x; \qquad B_2 = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} J_y$$

in beiden Hauptrichtungen X und Y gelten soll. Die Marcussche Differentialgleichung lautet:

$$J_x \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + (J_x + J_y) \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} + J_y \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{m^2 - 1}{m^2 E} p \quad . . (80$$

Dabei findet man auf S. 105 des Buches die Bemerkung, daß dieselbe Differentialgleichung von mir bereits im Jahre 1914 (Z. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver., Heft 30) auf anderem Wege abgeleitet worden ist.

Diese Behauptung muß im Interesse jenes technisch-wissenschaftlichen Gebietes, welches Herrn Marcus den glücklichen und fruchtbaren Gedanken elastischer Gewebe verdankt, richtiggestellt werden. Denn meine Gleichung vom Jahre 1914 hat folgende Gestalt:

$$\left.\begin{aligned} J_x \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2\left(\frac{1}{m} \frac{J_x + J_y}{2} + \frac{m-1}{m} J'\right) \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} \\ + J_y \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{m^2 - 1}{m^2 E} p \end{aligned}\right\} . . (27$$

Hier bedeutet J' eine Größe von der Dimension der J_x und J_y, welche die reine Drillungssteifigkeit der Platte allgemein charakterisiert.

Man sieht auf den ersten Blick den grundsätzlichen Unterschied der Beiwerte des mittleren Gliedes in beiden Formeln. Ich habe später die Ableitung meiner Gleichung noch verbessert und die Ergebnisse in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ (Jahrg. 1923, Heft 12 und 13) veröffentlicht. Meine endgültige Gleichung sieht folgendermaßen aus (Heft 12 vom Jahre 1923, S. 360):

$$B_1 \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2 H \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} + B_2 \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = p \quad . . . (13$$

mit abkürzender Bezeichnung:

$$2 H = \frac{B_1}{m_2} + \frac{B_2}{m_1} + 4 C \quad . . . . (13a$$

Die Gleichung (13) gilt streng für beliebige orthotrope (Abkürzung statt orthogonal-anisotrope) Platten, deren elastisches Verhalten durch fünf Festwerte B_1, B_2, C, m_1, m_2 charakterisierbar ist (vorausgesetzt, daß die Elastizitätsachsen mit den Koordinatenachsen zusammenfallen). Im Falle der Eisenbetonplatten haben diese Festwerte folgende Bedeutung:

$B_1 = \frac{m_1 m_2}{m_1 m_2 - 1} E J_1$ die Plattenbiegungssteifigkeit in der X-Richtung

$B_2 = \frac{m_1 m_2}{m_1 m_2 - 1} E J_2$ „ „ „ „ Y- „

$2C$ die reine Drillungssteifigkeit der Platte (alle drei Größen bezogen auf die Querschnittsbreite 1).

$\frac{1}{m_1}$ und $\frac{1}{m_2}$ die reduzierten Querdehnungszahlen in der X- und Y-Richtung, welche gewöhnlich, bei nicht zu starker Bewehrung gleich der Querdehnungszahl $\frac{1}{m}$ des reinen Betons gesetzt werden dürfen.

Bei der letzteren Annahme geht die Gl. (13) in (27) über. Es leuchtet ein, daß die Drillungssteifigkeit einer orthotropen Platte eine besondere Konstante bildet und nicht von den beiden Biegungssteifigkeiten allein abhängen kann, wie es aus der Marcusschen Gl. (80) zu schließen wäre. Diese Gleichung führt im allgemeinen zu einer starken Überschätzung der Drillungssteifigkeit von Eisenbetonplatten. Sogar der Übergang im Spezialfalle gleicher Hauptbiegungssteifigkeiten ($J_x = J_y$) zu der gewöhnlichen Biegungsgleichung einer isotropen Platte ist trügerisch, da durch die Eiseneinlagen die Drillungssteifigkeit gewiß nicht in demselben Maße vergrößert wird wie die Biegungssteifigkeit. Im Stadium I dürfte die Drillungssteifigkeit der bewehrten Platte 2C diejenige der unbewehrten $2\,G_b \frac{h^3}{12}$ kaum viel übersteigen. Infolgedessen kann für das Stadium I die Annahme:

$$C = G_b \frac{h^3}{12} \quad \text{oder:} \quad J' = \frac{h^3}{12}$$

empfohlen werden. Nach der Bildung der ersten Risse in der Zugzone wäre auch diese Annahme viel zu günstig, so daß die Drillungssteifigkeit im Stadium II praktisch vernachlässigt werden dürfte. Dieses führt zur Annahme:

$$2\,H = \frac{B_1 + B_2}{m} = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \cdot \frac{J_x + J_y}{m} \text{ (im Stadium II)},$$

während die frühere Annahme zwecks Vereinfachung der Anwendungen der Theorie durch

$$H = \sqrt{B_1 B_2} \text{ (im Stadium I)}$$

ersetzt werden kann. [Man beachte, daß bei $J_x \neq J_y$ immer $\sqrt{J_x J_y} < \frac{1}{2}(J_x + J_y)$ ist.]

Die fehlerhafte Ableitung des Beiwertes $(J_x + J_y)$ in der Gl. (80) ist dadurch entstanden, daß bei der Aufstellung der Drillungsmomente (S. 105 des zitierten Buches) die Integrale $\int z^2\,dz$ mit demselben Buchstaben bezeichnet worden sind, welche Trägheitsmomente reiner Betonquerschnitte (ohne Berücksichtigung der Eisen) darstellen. Diese verschiedenartigen Werte werden dann in ein und denselben Formeln gleichmäßig verwendet und addiert, wodurch dem Eisenbetonquerschnitt eine unberechtigt große Drillungssteifigkeit zugeschrieben wird.

Einen entgegengesetzten Fehler haben seinerzeit diejenigen französischen Ingenieure gemacht, welche im Jahre 1912 die Grundlagen für eine vereinfachte rationelle Berechnung der Eisenbetonplatten schaffen wollten (Calcul des hourdis en béton armé. Ann. d. Ponts et Ch. 1912, VI). Sie haben nämlich das mittlere Glied in der Differentialgleichung einfach weggelassen, d. h. die Querdehnung und die Drillungssteifigkeit überhaupt vernachlässigt.

Wie man sieht, liegt hier die Wahrheit, wie oft, in der Mitte.

Diese Feststellungen und Erörterungen mögen vorläufig genügen. Wenn man will, so findet man näheres in meinen Veröffentlichungen („Der Bauingenieur", 1923, 1924 und 1925) sowie in einer Arbeit des Herrn Dr.-Ing. Hch. Leitz, die in der Zeitschrift „Die Bautechnik" (1923, S. 155) erschienen ist und dasselbe Thema einwandfrei behandelt.

DIE ELEKTRISIERUNG DES DNJEPR.

Von Dipl.-Ing. H. Borm, Braunschweig.

Der drittgrößte Fluß Europas und zweitgrößte russische Fluß, der Dnjepr, entspringt südlich der Waldaihöhen, dem hydrographischen Zentrum, um welches sich die meisten russischen Ströme gruppieren. Letzterer Umstand, die geringe Entfernung der Flußläufe voneinander und die ebene Beschaffenheit der Wasserscheiden ist für die Verkehrsbedeutung der Ströme sehr wichtig. Schon im Altertum wurden die Boote von einem Fluß zum anderen über Land gezogen, später wurden auch Kanäle angelegt. So verbindet ein Kanal die Pina (Nebenfluß des Pripjet) mit dem Muchowez (Nebenfluß des Bug), letzterer mündet bei Nowogeorgiewsk in die Weichsel. Der Oginskikanal verbindet die Passjolda (Nebenfluß des Pripjet) mit der Schara (Nebenfluß des Njemen). Diese Kanäle sind in ihrem jetzigen Zustande unzulänglich für die Schiffahrt. Von größter Bedeutung wäre eine Verbindung des Dnjepr mit der Düna, wodurch ein durchgehender Wasserweg vom Baltischen zum Schwarzen Meer geschaffen werden kann. Die Wasserscheide dieser beiden Flüsse ist bei Witebsk etwa 70 km breit.

Nach Eintritt in die Ukraine fließt der Dnjepr nach Südosten am Rande des südrussischen Landrückens durch die fruchtbarsten Getreideprovinzen der Schwarzerde. Bei Jekaterinoslaw wendet er sich nach Süden und durchbricht die südrussische Gneis-Granitschwelle, welche als Ausläufer der Karpathen ihm hier den Weg versperrt. Der gewaltige Wasserweg wird hier durch Stromschnellen unterbrochen — die sogenannten „Porogen" —, die „ewige Ungerechtigkeit der Natur gegenüber dem großen historischen Weg von den Warägen zu den Griechen".

Als Porogengebiet des Dnjepr wird ein Abschnitt von 65 km zwischen Jekaterinoslaw und Alexandrowsk bezeichnet. Die Porogen bilden einzelne größere Überfälle bei gleichzeitiger Einengung des Flußbettes. Außer neun großen Porogen finden sich innerhalb dieses Abschnittes noch Grundschwellen, Porogen mit geringem Überfall. Zwischen den Porogen befinden sich, manchmal 8—10 km lange, ruhige Abschnitte mit flacheren Ufern und sandigen Inseln. Einzelne Felsaustritte und große Blöcke findet man im Dnjeprbett noch Dutzende Kilometer unterhalb Alexandrowsk.

Es erscheint sonderbar, daß durch dieses Hindernis einer der wichtigsten Wasserwege bis auf die heutige Zeit gesperrt bleiben konnte. Wohl hat man Umgehungskanäle angelegt, diese haben aber infolge des starken Gefälles keinen Wert für die Schiffahrt (die Wassergeschwindigkeit ist hier teilweise noch größer als im Flußbett selbst) und dienen nur zum Flößen von Hölzern in einzelnen Stücken (Triften). Als Beispiel dafür, wie wenig diese Verhältnisse in deutschen Fachkreisen bekannt sind, sei eine Stelle des Buches: Prof. Dr. A. Philippsohn, „Landeskunde des Europäischen Rußlands" (Göschen 1908) angeführt. Es heißt dort auf Seite 73 wörtlich: „Die Stromschnellen (Porogen) des Durchbruchtales unterbrechen heute die Schiffahrt nicht mehr."

Wohl hat das Problem der Dnjeprporogen seit langem die Aufmerksamkeit auf sich gelenkt und hat es an Vorschlägen zur Lösung dieses Problems nicht gefehlt. Seit der zweiten Hälfte des XVIII. Jahrhunderts wurde diese Frage in russischen Fachkreisen immer wieder behandelt. Wenn trotzdem keines der vielen Projekte, die das Porogenproblem zum Gegenstand hatten, zur Durchführung gelangt ist, so mag das an der Größe der Aufgabe, an den z. T. unerfüllbaren Forderungen, die vielfach an die Lösung gestellt wurden (Befahrbarkeit für Kriegsschiffe u. a.), an der Schwierigkeit der Geldbeschaffung und nicht zuletzt an den mangelnden Erfahrungen der russischen Wasserbautechnik liegen.

Neben anderen großzügigen technischen Aufgaben hat die Sowjetregierung auch das Porogenproblem in den Kreis ihrer Aufgaben einbezogen, und es muß anerkannt werden, daß sie es versteht, die Öffentlichkeit für diese große Aufgabe zu interessieren und zu erwärmen. Handelt es sich doch hier nicht nur um die Schiffbarmachung des Dnjepr, die Verbindung des Schwarzen mit dem Baltischen Meer, der Ukraine

mit dem polnischen und dem deutschen Schiffahrtsnetz, Versorgung des Landes mit billiger elektrischer Energie, sondern in diesem Zusammenhange auch um die Hebung der Landwirtschaft durch ausgedehnte Meliorationsarbeiten, Intensivierung der Industrie durch Anlage neuer Industriezentren, Schaffung neuer Bahnen und Sicherung eines gewaltigen Aufschwunges der gesamten Ukraine.

Im Verfolg ihrer Absicht ließ die Sowjetregierung ein Projekt für den Dnjeprausbau aufstellen. Dieses von Prof. J. G. Alexandrow herrührende Projekt wird in einer überaus lesenswerten Broschüre[1] der Öffentlichkeit übergeben. Um dem Buche eine größere Volkstümlichkeit zu sichern, sind ihm sehr sorgfältig ausgearbeitete Anmerkungen beigegeben, die den Leser in die wichtigsten technischen Begriffe und Gedankengänge einführen sollen.

Unter den Projekten, die sich mit dem Porogenproblem befassen, ist dieses Projekt das siebzehnte, wobei nur die Arbeiten seit 1900 berücksichtigt sind. Das Buch erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit der Darstellung, hat diese auch nicht zum Ziel. Es soll aber die Aufmerksamkeit der Öffentlichkeit auf die Wichtigkeit und den Umfang der Aufgaben gelenkt werden, die rings um den Dnjepr entstehen. Das ist zweifellos gelungen. Es ist geradezu überwältigend, in die wirtschaftlichen Möglichkeiten dieses durch Naturreichtümer wie kaum ein anderes gesegneten Landes einzudringen. Es handelt sich in erster Linie darum, seiner Wirtschaft 650 000 Pferdestärken neu zu erschließen und diese Kräfte an die unermeßlichen Vorräte schwarzen Goldes des Donezbeckens und die unerschöpflichen Erzschätze des Kriwoj Rog-Bezirkes zu legen.

In der Tat findet man in der Ukraine die denkbar glücklichste Verbindung natürlicher Hilfsmittel vor: neben herrlichem Ackerboden und günstigem Klima riesige Vorräte an Steinkohle, Eisen, Mangan, Steinsalz, Kaolin und Baumaterial wie Kalkstein, Granit, Gneis usw.

Die Eisenvorräte des Südens sind auf vier Plätzen konzentriert (Kriwoj Rog, Kertsch, Korsak-Mogily und Donezbecken) und werden nach neuesten Untersuchungen mit nicht weniger als eine Trillion Pud angegeben, ohne Berücksichtigung der mutmaßlichen Vorkommen im Gouvernement Kursk. Hierdurch kennzeichnet sich die Ukraine als größtes Eisenzentrum der Welt.

Die Manganvorkommen bei Nikopol werden zu mindestens 3 Milliarden Pud errechnet und sind die zweitgrößten Rußlands.

Die Kohlenschätze des Donezbeckens beziffern sich nach Berechnungen aus dem Jahre 1920 auf etwa 60 000 Mill. t, wovon 32 % auf Steinkohle, 68 % auf Anthrazit entfallen.

Die Berg- und Hüttenindustrie der Ukraine befand sich vor dem Kriege in stetiger Entwicklung, entsprach aber bei weitem nicht dem natürlichen Reichtum des Landes. Ihren Friedensstand konnten diese Industrien in der Nachkriegszeit bei weitem nicht wieder erreichen, und es gilt, sie von neuem zu organisieren und aufzubauen. Dies soll im Zusammenhange mit dem Dnjeprausbau geschehen durch Schaffung günstig gelegener Industriezentren ohne Rücksicht auf die vorhandenen heruntergewirtschafteten Anlagen, Neuanlage von Industrie-Hauptbahnen mit Sondertarifen, Elektrisierung der Bahnen usw. Von den im Süden bestehenden Werken sollen nur vier erhalten bleiben und im übrigen neue Anlagen geschaffen werden in Alexandrowsk (Gußeisen, Elektrostahl, Porzellan), Nikopol (Ferromangan), Kriwoj Rog, Kertsch (Gußeisen aus Phosphor-Eisenerz, Thomasschlacke).

Die Plätze sind so gewählt, daß nach Durchführung der geplanten Bahnlinien und Erschließung der Dnjepr-Wasserkräfte sich die günstigsten Bedingungen bezüglich Transport und Kraftversorgung ergeben.

[1] Prof. J. G. Alexandrow, Elektrifikazia Dnepra, Charkow, Staatsverlag.

Die Wasserkraft des Dnjepr aus der Niederschlagsmenge und einem Abflußkoeffizienten von 0,35 errechnet, ergibt sich zu 3 963 000 PS. Sie ist in ihrer Hauptmasse im unteren Teile des Dnjepr zwischen Jekaterinoslaw und Cherson konzentriert, wo ein Gefälle von 38 m in den Porogen und $5{,}9 + 7{,}2 = 13{,}1$ m an zwei geplanten Staustufen bei Nikopol und Gornostajewka, d. h. im ganzen 51,1 m ausgenutzt werden kann. Die theoretische Leistung ist hier in einem mittleren Jahre 2 067 000 PS und die jährliche Stromabgabe 13,3 Milliarden kWh.

Planmäßige Beobachtungen der Wassermenge usw. werden im Dnjeprgebiet seit 1877 ausgeführt. Es liegt also Beobachtungsmaterial über 46 Jahre vor. Die mittlere Jahreswassermenge beträgt im Porogengebiet 1268,38 m³/sek, der Jahresabfluß 40 066,83 Mill. m³. Die größte beobachtete Wassermenge ist 19 619 m³/sek. Die Zahl der eisfreien Tage beträgt im Mittel 249, die mittlere Wassermenge bei Eisgang 2317 m³/sek. Die Beobachtungen wurden von der hydrometrischen Station Lozman-Kamenka (10 km unterhalb Jekaterinoslaw) ausgeführt. Die nachstehende Tabelle enthält Angaben dieser Station über die Häufigkeit der Wassermengen.

Häufigkeit der Wassermengen des Dnjepr bei Lozman-Kamenka von 1877 bis 1923.

Wassermenge Q m³/sek	% der Häufigkeit < Q
174—291	1,29
388	4,17
486	11,16
583	22,20
680	31,39
777	40,15
874	47,12
971	53,84
1457	71,40
1942	77,82
2428	81,52
2914	87,01
3399	87,76
4856	94,73
9712	99,16
14568	99,87
20395	100,00

Die ursprünglichen Projekte zur Lösung des Porogenproblems beschränkten sich auf die Schiffbarmachung und ließen die Ausnutzung der Wasserkraft beiseite. Erst später trat die Frage der Elektrisierung der Porogen hinzu. Hierbei ist es interessant zu beobachten, wie man zunächst von einer weitgehenden Aufteilung der Stauhöhe ausging und allmählich die Anzahl der vorzusehenden Wehranlagen immer mehr verkleinerte, die Leistung der Kraftwerke vergrößerte. So hat sich die gewaltige Aufgabe des unteren Dnjepr erst nach und nach in ihrer ganzen Größe gezeigt und immer neue Lösungsvorschläge gefunden.

Ursprünglich ging man bei der Projektierung der Anlagen nur von der minimalen Wassermenge aus, später wurde der Begriff des Tagesausgleiches und der Wärmekraftreserve eingeführt. Schließlich kommt man zu der Forderung der Staukonzentrierung und Aufstellung großer Einheiten.

Der letzte Vorschlag sah die Anlage zweier Wehre vor. Dieses Projekt wurde von Prof. Alexandrow im Auftrage der Regierung einer Prüfung unterzogen, deren Ergebnis die vorliegende Arbeit ist. Prof. Alexandrow kommt darin zu der Lösung der Aufgabe mittels nur einer Wehranlage und begründet diese Stellungnahme ausführlich. Die von ihm projektierte Wehranlage bei Kitschkas hat folgende Abmessungen:

Kote des Wehrrückens	42,61 m
,, ,, normalen M.W.-Spiegels im Oberwasser	51,19 ,,
,, ,, ,, ,, ,, ,, Unterwasser	14,32 ,,
,, ,, Wasserspiegels bei H.H.W. im Oberwasser	48,58 ,,
Höhe ,, H.H.W.-Spiegels über dem Wehrrücken	8,58 ,,
Anzahl der Wehröffnungen	25
Lichte Weite einer Wehröffnung	24,0 m
Gesamte Wehröffnung	600 ,,
Stärke der schmalen Pfeiler	4,80 ,,
Zahl ,, ,, ,,	20
Stärke der breiten Pfeiler	6,20 m
Zahl ,, ,, ,,	4
Wehrlänge zwischen den Ufermauern	720,80 m

Das Wehr liegt auf einer Geraden, die über zwei Inseln führt. Kraftwerk und Schleusen werden im Trockenen gebaut, mit Ausnahme der Mündungen.

Das Kraftwerk erhält 13 Aggregate zu je 50 000 PS, so daß die ganze Leistung der Station 650 000 PS betragen wird.

Abb. 1.
Lageplan der Anlagen bei Kitschkas.

Die gesamte Generatorleistung soll 455 000 kW betragen. Der Strom wird mit einer Spannung von 11 000 Volt erzeugt und auf 110 000 V transformiert.

Mit Hilfe eines Injektorsystems wird das Druckgefälle im Laufe des ganzen Jahres fast unverändert gehalten (36,87 m). Bei Wassermengen über 7925 m^3/sek vermindert sich das Rohgefälle bis auf 26,94 m und unter Berücksichtigung der Injektorwirkung auf 32,94, d. h. um 3,93 m oder 10 %. Die Anzahl solcher Tage beträgt aber nur 1,3 % aller vorliegenden Beobachtungen aus 46 Jahren. Deshalb sind die Francisturbinen für ein Druckgefälle von 37 m berechnet. Die normale Beaufschlagung einer Turbine ist 112,6 m^3/sek.

Die Schiffsschleuse besteht aus einer Schleusentreppe mit folgenden Abmessungen:

Anzahl der Kammern	4
Gefälle einer Stufe	9,22 m
Gesamtes Schleusengefälle	36,87 ,,
Nutzbare Länge einer Kammer	235,5 ,,
Kammerbreite	17,0 ,,
Höhe der Schleusenwände	15,0 ,,

Die Schleusenkammer soll 2 Kähne von je 106,5 m Länge oder 2 Kähne und einen Schlepper von je 85,2 m bzw. 53,3 m aufnehmen, oder 3 Kähne von je 74,5 m Länge.

Alle Schleusensohlen und der untere Teil der Kammern werden aus dem Felsen (Gneis) herausgehauen. Die gesamte Schleusenleistung beträgt 3 Milliarden Pud bei 4,20 m Tiefgang der Kähne.

Mit Entwicklung des Güterverkehrs auf dem Dnjepr, der Vertiefung seines Unterlaufes auf 5 m, so daß Küstenschiffe mit 4,5 m Tiefgang bis Alexandrowsk herankommen können, wird es in Zukunft unter Umständen vorteilhaft sein, für einen großen Teil der Güter, die für den Export bestimmt sind, zur direkten Umladung überzugehen, wozu auf dem rechten Ufer ein Umschlagkanal und eine Reihe besonderer Umladevorrichtungen für drei Güterarten: Getreide, Holz und Erdöl vorgesehen sind.

Die Schiffahrtsverhältnisse des Dnjepr sind gegenwärtig äußerst unbefriedigend. Der obere Teil bis Jekaterinoslaw läßt einen Verkehr von Schiffen mit einem Tiefgang von nicht über 0,80 m zu, eine Schiffahrt im Porogengebiet findet nicht statt und nur der Abschnitt Alexandrowsk—Cherson hat eine schiffbare Tiefe bis 2 m bei Mittelwasser, und das nur bei ständiger Ausbaggerung der Übergänge. Oberhalb Jekaterinoslaw kam der Dnjeprweg deshalb fast nur für die Holzflößerei nach der Frühjahrsschmelze in Betracht. Andererseits sind hier Flußstrecken mit einer schiffbaren Tiefe von 4,2 m vorhanden. Zahlreiche Steinbänke und ein gewundener Stromlauf kommen als weiteres Hindernis hinzu.

Dieser Teil des Flußlaufes soll durch Kanalisierung auf die übliche Tiefe gebracht werden, die für die Wasserwege Rußlands festgesetzt ist, d. h. 2,1 m. Dasselbe gilt für den Pripjet. Hier muß gleichzeitig die Aufgabe der Rokitnosümpfe gelöst werden sowie die Ausführung der Verbindungskanäle zwischen Pripjet, Weichsel und Njemen. Die bisherigen Kanalbauten haben hier nicht zum Ziel geführt, dagegen infolge technisch verfehlter Anlage die Versumpfung des Gebietes noch begünstigt. Der Pripjet darf nicht kanalisiert werden, sondern es muß eine Regulierung und Vertiefung des Flußbettes erfolgen. Der Pripjet wird dann einen Teil des Wasserweges bilden, der die Ukraine mit der Weichsel und weiter mit dem deutschen Schiffahrtsnetz verbindet. Gleichzeitig wird er der Hauptdrainagestrang sein zur Entwässerung der Rokitnosümpfe. Ähnliche Aufgaben bestehen auch für die übrigen Nebenflüsse des Dnjepr.

Unterhalb Alexandrowsk soll das Dnjeprbett so vertieft werden, daß der Fluß für Schiffe mit 5 m Tiefgang befahrbar ist (Tiefe 5,50 m, normale Breite 100 m). Dies wird erreicht mit Hilfe zweier Wehranlagen, die eine oberhalb Nikopol (5,4 m über M.W.) und eine zweite bei Gornostajewka mit einer Stauhöhe von 7,2 m. Unterhalb Gornostajewka sind nur örtliche Vertiefungen des Dnjeprbettes erforderlich. Die Sohle ist steinfrei.

Der Hafen von Alexandrowsk war schon in der Vorkriegszeit verhältnismäßig gut entwickelt im Vergleich mit anderen wichtigen Punkten nicht nur des Dnjepr, sondern auch der Wolga. Im Zusammenhang mit dem Ausbau des wichtigen Eisenbahnknotenpunktes Alexandrowsk soll der Hafen erweitert und vertieft werden. Er wird in Zukunft für Küstenschiffe zugänglich sein. Ein Flußhafen und ein kleineres Becken sind ferner im Oberwasser der Wehranlage vorgesehen und schließlich ein Kohlenhafen an der Südspitze der Insel Chortitza.

Der Hafen von Cherson, der vor dem Kriege eine Tiefe von 7,3 m hatte und heute 6,4 m tief ist, soll in Zukunft auf 10—10,5 m vertieft werden. In Zukunft werden die Häfen Alexandrowsk und Cherson sich gegenseitig ergänzen und eine sehr wichtige Rolle spielen: der erste als bedeutender Küstenhafen, der für solche tiefgehenden Schiffe zugänglich ist, die auf dem Schwarzen, Ägäischen und Adriatischen Meer verkehren, und infolgedessen keine Umladung in Cherson erfordert, der zweite als tiefer Seehafen, der zur Befrachtung von Schiffen nach dem Mittelmeer, dem Atlantischen Ozean und dem Eismeer dient.

In seiner endgültigen Gestalt wird der Dnjepr eine Reihe von Abschnitten mit folgenden Wassertiefen bilden:

Nr.	Abschnitt	Tiefe in Meter
1	Cherson-Hafen	8,5
2	Cherson-Alexandrowsk	5,0
3	Alexandrowsk-Jekaterinoslaw . . .	4,2
4	Jekaterinoslaw-Kiew	2,1
5	Kiew-Warschau	2,1
6	Oberer Dnjepr bis Smolensk . . .	1,5
7	Djesna und Bolwa bis Brjansk . .	1,5
8	Seim	1,5

Gleichzeitig mit der Kanalisierung des Dnjepr sollen die Dnjeprniederungen in einer Ausdehnung von 1 500 000 Hektar meliorisiert werden, wozu Eindeichung der Ufer und Schaffung eines Entwässerungssystems erforderlich sind. Durch mechanische Wasserhebung oberhalb des Wehres bei Gornostajewka um weitere 15 m soll ein Bewässerungskanal geschaffen werden, der die Fläche von etwa 1 500 000 ha vorzüglichen Kulturlandes auf dem linken Ufer, das z. Z. an Wassermangel leidet (Niederschlagshöhe unter 400 m), beherrschen wird.

Der Wehrbau bei Alexandrowsk wird die Entstehung eines Grundwasserstromes auf dem Granit zur Folge haben, wodurch die Erdfeuchtigkeit erhöht und die Anlage von Brunnen ermöglicht wird. Die Abgabe billiger elektrischer Energie wird überdies eine maschinelle Bewässerung bedeutend erleichtern. Die Verbesserung der Feuchtigkeitsverhältnisse wird besonders bei den hochwertigen Kulturen in Erscheinung treten, und da vor allem der durchgehende Wasserweg auf dem Dnjepr die Transportverhältnisse für den Absatz der Landesprodukte verbessern wird, so erscheint eine allgemeine Hebung der Rentabilität der Landwirtschaft gesichert.

Die Durchführung des gewaltigen Bauprogramms ist in einzelnen Bauabschnitten gedacht. Der erste Abschnitt umfaßt den Bau der Wehranlage bei Kitschkas, des Wasserkraftwerkes (im wassertechnischen Teil für 400 000 PS, im maschinellen für 300 000 PS), Ausbau der Überlandleitungen, Bau der Schleusen, 173 Werst Bahnlinie und eines Flußhafens bei Pawlokitschkas.

Im zweiten und dritten Bauabschnitt kommt hinzu: Vollausbau des Kraftwerkes und der Kraftübertragung, Kanalisierung des unteren Dnjepr, Vertiefung des Flußbettes, Ausbau der Häfen Alexandrowsk und Cherson, Entwässerung der Dnjeprniederungen und Eindeichung der Ufer sowie Schaffung eines Bewässerungssystems für 750 000 ha.

Die Kosten dieser Arbeiten sind nach Vorkriegspreisen wie folgt ermittelt:

I. Bauabschnitt . . . . 90,7 Mill. Rubel,
II. „ . . . . 129,0 „ „
III. „ . . . . 150,0 „ „

Die Selbstkosten der Energieerzeugung ergeben sich nach Vollausbau des Kraftwerkes und nach Abzug der Baukosten, die anteilig von der Schiffahrt zu tragen wären, zu 0,32 Kop. für die kWh im Kraftwerk und 0,51 Kop/kWh auf den Unterstationen.

Drei Jahre nach Beginn der Bauarbeiten soll die neue Industriebahn ihren Betrieb aufnehmen, nach 4½ Jahren beginnen die Schleusen ihre Arbeit und beginnt die durchgehende Schiffahrt auf dem Dnjepr. Das Wasserkraftwerk beginnt seine Tätigkeit nach Fertigstellung des I. Bauabschnittes.

Es mag dahingestellt sein, ob die gewaltige Aufgabe, die Prof. Alexandrow in ihrer ganzen Größe entrollt, in absehbarer Zeit verwirklicht werden wird, oder ob sie nicht die Kraft der Sowjetregierung bei weitem übersteigt und das vorliegende mit amerikanischer Großzügigkeit aufgestellte Projekt sich damit wird begnügen müssen, unter den vielen ähnlichen Projekten das siebzehnte zu sein. Uns interessieren die technische und die wirtschaftliche Seite dieses Problems. Es wird früher oder später zweifellos gelöst und dadurch die Ukraine als wichtiger Faktor in das europäische Wirtschaftsleben einbezogen werden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Kurze Mitteilungen aus den anläßlich der Güterumschlags-Verkehrswoche vom 21.—25. September in Düsseldorf gehaltenen technischen Vorträgen.

(Überarbeitet nach Mitteilungen des V. D. I.)

Professor Dr. Helm, Berlin, geht in seinem Vortrag „Technische und wirtschaftliche Fragen des Umschlagverkehrs“ von der Forderung aus, daß das für uns so brennende Produktionsproblem gleichzeitig ein Verkehrsproblem ist. Der Anstoß für die Einrichtung technisch leistungsfähiger und wirtschaftlich arbeitender Umschlagsvorrichtungen ist von der Schiffahrt ausgegangen. Das Kapital einer Reederei ist fast ganz in Schiffen angelegt. Bei der Eisenbahn beläuft sich hingegen der Wert der gesamten Fahrzeuge auf 30 % des Anlagekapitals, der des Wagenparks bisweilen sogar nur auf 10 %.

Von den Umschlageinrichtungen der Eisenbahn werden die in Deutschland verwendeten Güterwagen, Selbstentlader und Großraumwagen mit den amerikanischen Wagen hinsichtlich Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit verglichen. Für den Umschlag auf Kraftwagen werden für die Zukunft immer nur kleinere Wagen verladen werden, auch Kipper anzuwenden sein (z. B. der Aumundsche fahrbare Kipper, zumal er gleichzeitig als Verschiebelokomotive verwendet werden kann, bzw. ortsfeste Kipper wie z. B. ein Kopfscheeren-Kipper, der bei fehlender Drehscheibe auch mit Drehvorrichtung ausgeführt werden kann).

Die Selbstkosten der Güterbeförderung sind auf Eisenbahnen geringer als auf dem Mittellandkanal, und übersteigen die der Beförderung auf dem Rhein nur unerheblich. Leider passen sich die Tarife nicht diesem Bilde an, zumal die Eisenbahn keine Rücksicht auf den Massentransport nimmt und ihre Tarife unabhängig von der Konjunktur festsetzt.

Reichsbahndirektor Dr. Scheu, Berlin, sprach über „Organisation und Wirtschaftlichkeit des Eisenbahnstückgutverkehrs“.

Die Abfertigung und Beförderung von Stückgütern ist kostspieliger als die von Wagenladungen, zumal meistens Umladungen und eine Sortierung nach Empfangsgebieten notwendig ist. Um trotzdem möglichst billig und auch schnell zu arbeiten, ergibt sich für die Eisenbahnverwaltung die Forderung nach straffster Organisation. Das von verschiedenen Stationen ankommende Stückgut wird in bestimmten Versandsammelstellen zur geschlossenen Beförderung in Kurs-, Orts- und Umladewagen, nach Bestimmungsstationen geordnet, gesammelt. Die Wege der Kurswagen sind aus den Ladevorschriften ersichtlich, deren Befolgung Grundbedingung für die Wirtschaftlichkeit der ganzen Beförderung ist.

Bei der Frage der Wirtschaftlichkeit des Eisenbahnstückgutverkehrs muß berücksichtigt werden, daß die Menge der Stückgüter nur 5 % der Gesamtgütermenge, die Zahl der dafür verwandten Wagen aber etwa 36 % der insgesamt im Umlauf befindlichen Wagen beträgt. Daraus ergeben sich natürlich die viel höheren Kosten der Stückgutbeförderung als bei Wagenladungen. Die Kosten der Abfertigung und Verladung sind abhängig von örtlichen und zeitlichen Bedingungen an den einzelnen Ladeplätzen. In größeren Güterschuppen werden neuerdings mechanische Förderbänder und Elektrokarren mit guter Nutzwirkung verwandt.

Generaldirektor Schwab, Düsseldorf, sprach über „Zusammenarbeit der Eisenbahn mit den Straßen- und Kleinbahnen".

Zwischen Eisenbahn-, Straßen- und Kleinbahnbetrieben bestehen wesentliche gesetzlich festgelegte Unterschiede. Für die dem Gesetz von 1838 unterstellten Bahnbetriebe gibt es einschränkende Bestimmungen nur für den Ausbau ihrer Transportmittel mit Rücksicht auf die Einheitlichkeit sämtlicher Bahnbetriebe.

Das für Straßen- und Kleinbahnen geltende Gesetz von 1892 legt deren großzügiger Entwicklung schwere Fesseln auf, da es den Güterverkehr verbietet. Es können daher solche Unternehmen kaum das höchste Maß von Wirtschaftlichkeit erzielen.

Das Reichsbahnnetz hat eine Gesamtausdehnung von 53 581 km, das der Kleinbahnen umfaßt 12 000 km und das der Straßenbahnen etwa 5000 km. Es stehen also große Verkehrsunternehmen nebeneinander, deren Zusammenarbeit wenig Verständnis für die Bedürfnisse unserer Gesamtwirtschaft verspüren läßt.

Reichseisenbahnen, Straßen- und Kleinbahnen müssen in Zukunft Hand in Hand arbeiten. Sie müssen sich darüber verständigen, welches Unternehmen bei dem jeweilig in Frage kommenden Transport mit der größten Nutzwirkung arbeitet, wobei selbst die Monopolstellung kein Hindernis für eine Verständigung sein darf. Die Kleinbahnen können dank ihrer Eigenart wesentlich zur Verdichtung des Verkehrsnetzes beitragen und den Zubringerverkehr beleben.

Direktor Battes, Hannover: „Leistungsfähigkeit der nebenbahnähnlichen Kleinbahnen im Massen- und Stückgutverkehr".

Die Leistungen von Kleinbahnen, die über einen eigenen Bahnkörper verfügen, bleiben, wenn sie technisch entsprechend ausgerüstet sind, ebensowenig begrenzt wie die Leistungen der Hauptbahnen. Anders liegen die Verhältnisse, wenn die Kleinbahnen öffentliche Straßen für ihre Schienenwege mitbenutzen. Es sind dann wesentliche Einschränkungen der Umrißlinien der Güterwagen nötig. Bei einem Reichsbahngüterwagen beträgt das Breitenmaß 3,20 m, bei einem Straßenbahngüterwagen dagegen nur 2,10 m. Auch die Wagenlänge wird durch die zu durchfahrenden engen Kurven beträchtlich beschränkt. Noch lähmender wirken in betriebstechnischer Hinsicht die Bestimmungen der Aufsichtsbehörden: Güter dürfen auf Straßenbahnen nur in frühen Morgenstunden befördert werden, ebenso ist die Zuglänge aus Rücksicht auf den übrigen Straßenverkehr begrenzt. Eine Vollausnutzung der Betriebsmittel ist unter diesen Umständen unmöglich.

Direktor Thiele, Köln, geht in seinem Vortrag „Organisation und Wirtschaftlichkeit des Stückgutverkehrs auf Binnenwasserstraßen"

von der Feststellung aus, daß unter dem Begriff Stückgut bei der Binnenschiffahrt im Gegensatz zu den Gepflogenheiten bei der Eisenbahn Mengen bis zu 50 t zu verstehen sind. Hierbei ist auch noch zwischen Eil- und Frachtbeförderung zu unterscheiden, die davon abhängt, ob das Gut in Fahrzeugen befördert wird, die eigenen Antrieb besitzen oder nicht.

Der Hauptstückgutverkehr zu Wasser spielt sich auf den Linien Hamburg-Berlin oder Hamburg-Magdeburg-Sachsen oder Rotterdam-Mannheim ab. Die neuesten dort verkehrenden Stückgutdampfer haben Maschinen bis 450 PS bei 500 t Tragfähigkeit.

Vom hafenbaulichen Standpunkt aus ist die Anlage der Stückguthäfen inmitten der Städte zu fordern. Die Speicher benötigen infolge der Mannigfaltigkeit der Güter entsprechend geräumige Lagerplätze; ein bemerkenswertes Beispiel hierfür bieten die Schuppen im Hamburger Woldanhafen.

Die Wirtschaftlichkeit der Stückgutschiffahrt wird im Nahverkehr durch den Kraftwagen gefährdet, bei Frachten auf größere Entfernungen ist die Reichsbahn mit ihren Staffeltarifen als ernstlicher Konkurrent hinzugekommen. Im Interesse unserer Gesamtwirtschaft ist daher ein Zusammenarbeiten und eine planmäßige Arbeitsteilung aller Stückgutunternehmungen zu erstreben.

Ober-Reg.-Rat Dr. Teubner, Berlin, gab in seinem Vortrag „Der Eisenbahnkraftwagenverkehr"

einen Überblick über die Organisation dieses Verkehrszweiges. Fünf öffentliche Kraftverkehrsgesellschaften versehen in Deutschland den Güterbeförderungsdienst und haben im ersten Halbjahr 1925 bei rd. 250 000 zurückgelegten Kilometern 75 000 t Fracht befördert.

Der Gesellschaftsvertrag zwischen der Deutschen Reichsbahn und den Kraftwagenverkehrsgesellschaften regelt die Zusammenarbeit derart, daß die Eisenbahn stets Trägerin des Verkehrs bleibt und sich des Kraftwagens nur als Hilfsmittel an Stelle des Eisenbahnwagens bedient. In jedem Falle wird zwischen der zuständigen Eisenbahndirektion und der Kraftwagenverkehrsgesellschaft ein besonderer Betriebsvertrag abgeschlossen, in dem die gegenseitigen Rechte und Pflichten, die Leistungen und Gewinnanteile festgelegt werden.

Baurat E. Nier, Dresden, zeigte, daß der Güterverkehr in den größeren Städten in inniger Abhängigkeit von dem Personenverkehr der Straßenbahn steht.

Er ist daher in gewissem Umfange beschränkt und bedarf verschiedener Sondergleis- und Umschlagsanlagen, wenn er sich störungsfrei in den Personenverkehr einschieben soll. Von den verschiedenen Arten des Verkehrs wurden näher behandelt der Rollbockverkehr für Beförderung ganzer Eisenbahnwagen mit seinen Vorzügen und Nachteilen und den Grenzen seiner Anwendungsmöglichkeit im Betriebsbereich der Straßenbahnen.

Viel anpassungsfähiger als der Rollbockbetrieb ist der Verkehr mit besonderen Güter-Trieb- und Anhängewagen, ähnlich den gewöhnlichen Eisenbahngüterwagen. Er hat infolgedessen bei den Straßenbahnen ausgedehntere Verwendung gefunden und erscheint am aussichtsreichsten für die Beförderung von sog. Massengütern: als Kohle, Sand, Steine, Müll, Getreide, Kartoffeln usw.

Der Güterverkehr selbst kann hier als reines Fuhrgeschäft oder als Speditionsgeschäft betrieben werden. Nach den bisherigen Erfahrungen ist die erstere Art für den Straßenbahn-Güterverkehr geeigneter.

Oberstleutnant a. D. Heger, Berlin. „Die Aufgaben der öffentlichen Kraftverkehrsgesellschaften".

In der Nachkriegszeit entstanden die öffentlichen Kraftverkehrsgesellschaften, die nach Abgrenzung ihrer örtlichen Aufgaben und nach dem Ausbau ihrer Innenorganisation sich zu einer „Kraftverkehr Deutschland G. m. b. H." mit dem Sitz in Dresden zusammenschlossen. Außer ihnen bestehen jetzt nur im Ruhrgebiet noch vier Kraftverkehrsgesellschaften, die aber lediglich zur Zusammenarbeit mit der Reichsbahn gegründet wurden.

Als Arbeitsgebiet kommt insbesondere Schwerverkehr in Frage: Ergänzung, Ersatz und Zubringerdienst der Eisenbahn im Güter- und Personenverkehr, Anschlußverkehr zu den Wasserstraßen und zum Luftverkehr, Hilfsdienst für die Land- und Forstwirtschaft. Hierzu kommt das Interesse der Öffentlichkeit am Vorhandensein großer Kraftfahrbetriebe, die im Notfalle als Aushilfe jederzeit eingesetzt werden können. Aus wirtschaftlichen Rücksichten entwickelte sich das Verleihgeschäft und die Übernahme von Schwertransporten aller Art, die Ausnutzung der Werkstätten für fremde Reparaturen und die Vermietung der Unterstellräume, sowie die Ausbildung von Kraftfahrzeugführern.

Regierungsbaurat Hoffbauer, Duisburg-Ruhrort, weist in seinem Vortrag „Bedeutung der Binnenschiffahrt für die einzelnen Güter"

darauf hin, daß im Augenblick noch nicht endgültige Zahlen über die Entwicklung unserer Binnenschiffahrt gegeben werden können. Die Verkehrsverschiebungen der Kriegs- und Nachkriegsjahre lassen sich noch nicht übersehen, ebenso hat die Eröffnung des Rhein-Hernekanals und neuer Mainhäfen und -Schleusen eine wesentliche Verkehrsbelebung mit sich gebracht, während andererseits wieder die Reichsbahn mit ihren Staffel-, Durchfuhr- und Seehafenausnahmetarifen in ernsten Wettbewerb mit der Schiffahrt getreten ist.

Trotzdem läßt sich aus der Fülle des vom Verfasser gesammelten statistischen Materials das ungefähre Bild des Verkehrsanteiles der Schiffahrt angeben. In den Jahren 1913 bis 1924 ist der Anteil der Wasserstraßen am Gesamtgüterverkehr im Verhältnis zur Eisenbahn von 1 : 5 auf 1 : 7,2 zurückgegangen, obwohl die Transportlänge nach dem Kriege von 212 auf 230 km gestiegen ist; bei der Eisenbahn hat sie sich allerdings im gleichen Zeitraum von 134 auf 170 km erhöht. Diese Verschiebung tritt ebenso auffällig bei den beförderten Gütern zu Tage. Zugenommen hat der Schiffumschlag bei Salzen und Düngemitteln, Erzen, Braun- und Steinkohlen, abgenommen dagegen bei Eisen, Getreide, Holz, Zucker und Baustoffen.

Der Zubringerdienst der Reichsbahn für den Wasserverkehr ist von 30 Mill. t im Jahre 1913 auf 18 Mill. t (1924) zurückgegangen, während der Umschlag von Schiff auf Bahn mit 12 Mill. t die Höhe der Vorkriegszahl bald wieder erreicht hat.

Ein besonders kennzeichnendes Beispiel der jetzigen Verkehrslage bietet die Rheinschiffahrt, die die Hälfte der Leistungen der gesamten Binnenschiffahrt für sich in Anspruch nimmt. Bemerkenswert ist, daß der Talverkehr ab Oberrhein wie ab Ruhr die Vorkriegshöhe wieder erreicht hat, während der Bergverkehr um 50 vH zurückgegangen ist.

Direktor Hollitscher, Wien: „Die Förderanlagen des Donauumschlagverkehrs".

Die Donauwasserstraße — Europas größter Binnenschiffahrtsweg — gibt in ihrem Lauf ein buntes Bild der geographischen und politischen Verhältnisse. In ihrem Oberlauf durchfließt sie Länder mit leistungsfähiger Industrie, im Unterlauf solche mit wenig entwickelter Technik, dafür aber mit großem Umsatz landwirtschaftlicher Erzeugnisse. Entsprechend vielseitig ist das Verkehrsbild. Die Verkehrsbedeutung der Donau ist für die anliegenden 7 Staaten eine Lebensfrage, vollzieht sich doch der Schiffahrtsverkehr — namentlich auf den längeren Strecken der unteren Donau — wesentlich genauer und billiger, und oft um die Hälfte der Zeit rascher als auf dem Bahnwege.

Die ganze schiffbare Wasserstraße mit Einschluß aller schiffbaren Nebenflüsse von 4200 km Länge verfügt mit Ausnahme von Regensburg und Passau über keine eigentlichen Industrie- und Handelshäfen. Die meisten Verladeanlagen liegen im offenen Strom, und die später eingebauten mechanischen Umschlagmittel sind diesem Umstand angepaßt. Musteranlagen der neuzeitigen Fördertechnik bieten die erst in den letzten Jahren errichteten Kohlenumschlaghäfen Wien-Zwischenbrücken und Mohacs.

Ob. Reg.-Rat Poelmann, Elberfeld, behandelte in seinem Vortrag „Vorzüge und Nachteile der Bahn-Spedition sowie Wege zu ihrer Verbilligung"
zunächst die verschiedenen Arten der Bahnspedition. Die Anfuhr von Stück-, Eil- und Expreßgütern wird von dem Auflieferer selbst besorgt. Ebenso kann jeder Empfänger sein Gut nach Belieben abrollen lassen. Nur in Elberfeld und Barmen erfolgt die Zustellung ausschließlich durch Reichsbahnspediteure; man spricht in diesem Falle von Zwangsbestätterei und schreibt ihr höhere Wirtschaftlichkeit zu. Nach statistischen Angaben beträgt die Zahl der Selbstabholer 70 % aller Güterempfänger. Die damit verbundene Zersplitterung des Rollgeschäftes verursacht erhebliche Mehrkosten. Durch die getrennte Lagerung in den Schuppen wird 30 % mehr Raum verbraucht, als bei der Zwangsbestätterei. Auch entstehen Mehrkosten dadurch, daß jeder Empfänger vom Eintreffen seines Gutes benachrichtigt werden muß. Der Spedition entstehen Unkosten durch den häufigen Leerlauf ihrer Geschirre, da sie ihre Wagen nie voll beladen kann.

Die Vereinheitlichung und Zusammenfassung des Rollgeschäftes, wie sie bisher in Wien und in englischen Städten durchgeführt worden ist, muß ebenso gründlich betrieben werden, wie die Verbilligung und zweckmäßigste Ausgestaltung der Beförderungsmittel. Z. Zt. sind neben dem Pferdefuhrwerk Kraftwagen mit Verbrennungsmotor oder Akkumulator in Betrieb. Die praktischen Erfahrungen haben den Vorzug des Elektro-Kraftwagens erwiesen, da der Verbrennungsmotor wegen des hohen Brennstoffverbrauches beim Anfahren sich wenig zu Fahrten eignet, bei denen oft angehalten werden muß.

Bei An- und Abfuhr von Expreß- und Eilgut kann mit Elektrokarren mit besonderem Aufbau statt der jetzt angewandten Beförderungsmittel eine Senkung der Kosten um 30 vH erzielt werden. Die Entwicklung dieser Beförderungsmittel ist jedoch noch lange nicht beendet.

Korvettenkapitän a. D. Ottmer, Mannheim, sprach über „Die Anforderungen der Spedition an die Güterumschlag-Verkehrsmittel und -Einrichtungen".

Für den Verkehr auf den Wasserstraßen bedient man sich der bewährten 1300 t und 1600 t Kahntypen. Durch Typisierung und Normalisierung wird sich hierbei sicherlich manches an Kosten sparen lassen. Von Schleppern hat sich für den normalen Speditionsbetrieb der Radschlepper von 1200 bis 1500 PS am wirtschaftlichsten erwiesen. Neuerdings hat man mit gutem Erfolg Radschlepper mit Turbinenantrieb ausgestattet. Auf dem Gebiete des Eilgüterverkehrs muß das Dieselgüterboot als ein hervorragender Fortschritt angesehen werden.

Bei der Eisenbahn wird die Verwendung von Großraumwagen, Kübel- und Selbstentladewagen gleiche Fortschritte erzielen; ebenso werden alle Versuche mit schienenlosen Verkehrsmitteln erfolgreich ausfallen.

Major a. D. Dr. Kes sprach über „Anforderungen der Spedition an den Kraftwagenbetrieb"
und führte dazu aus, warum die Spedition aus allgemeinen verkehrswirtschaftlichen Gründen den Eintritt des Kraftwagens als Gütertransportmittel begrüßt. Entgegen einer viel verbreiteten Auffassung gelangte der Vortragende zu dem Ergebnis, daß im Kraftwagenbetrieb der Kleinbetrieb dem Großunternehmen hinsichtlich der Rentabilität überlegen ist, und daß eine verhältnismäßig geringere Vermehrung des Lastkraftwagens im Vergleich zu dem Personenkraftwagen zu erwarten stehe.

Ministerialrat Verlohr, Berlin, gab in seinem Vortrag „Fischereihafen Wesermünde"
einen umfassenden Überblick über die Entwicklung der deutschen Hochseefischerei. Aus kleinen Anfängen hat sich seit dem Jahr 1886 die Zahl der deutschen Fischdampfer bis auf 263 im Jahre 1913 erhöht. Nach den Unterbrechungen der Kriegsjahre ist sie in bemerkungswertem Aufschwung von 127 im Jahre 1918 auf 401 emporgestiegen. Die entsprechenden Zahlen der in Wesermünde beheimateten Dampfer mit 94 im Jahre 1913, 34 im Jahre 1918 und 155 im Jahre 1924 beweisen den großen Anteil Wesermündes an dieser Entwicklung; die Höchstzahl der umgesetzten Menge betrug 160 Millionen Pfund Fische im letzten Jahre.

Zivilingenieur Zander, Berlin, sprach über „Vorratswirtschaft mit Düngemitteln".

Da gewaltige Mengen an künstlichen Düngemitteln erfahrungsgemäß periodisch angefordert werden, stellt ihr Transport im Frühjahr und Herbst eine Spitzenbelastung dar, die von der Eisenbahn nur mit großer Anstrengung bewältigt werden kann. Nur durch Anlegen von Speicherräumen kann eine gleichmäßige Verteilung dieser Transportmassen auf einen längeren Zeitraum ermöglicht werden. Die meisten Kunstdünge-Industrien besitzen gewaltige Silos, um bei gleichmäßiger Fabrikation einen ruckweisen Abruf befriedigen zu können.

Von der Tatsache ausgehend, daß die Transportkosten des Düngekalks von der Eisenbahn bis zum Acker das 50—70fache der Eisenbahntransportkosten ausmachen, muß die Entladung und Stapelung mit neuzeitlichen Mitteln durchgeführt werden. Mechanische Becherwerke, pneumatische Förderanlagen, schnellste staubsichere Beladung aus Fallbehältern, weisen einen Weg zu erhöhter Wirtschaftlichkeit. Für den Transport selbst ist die Einführung von Großraumselbstentladewagen dringend zu fordern, da augenblicklich, wenn kleine Wagen benutzt werden, bei 200 km Weg die Frachtkosten bereits den Wert der Ladung ausmachen.

Bergassessor Rath, Essen, „Anforderungen des Massengüterverkehrs an die Reichsbahn".

Die Beförderung von Massengütern ist von größter wirtschaftlicher Bedeutung für die Eisenbahn. Der Nutzeffekt der Eisenbahnen wird gehoben, wenn es gelingt, Güter in größeren Mengen und in möglichst geschlossenen Zügen vom Versender zum Empfänger zu befördern. Zur Steigerung des Massengüterverkehrs bieten die Großgüterwagen die erforderlichen Vorteile. Es kommt natürlich hierbei darauf an, eine möglichst brauchbare Konstruktion herauszubilden, und so wurden von der deutschen Reichsbahn zweihundert 50 t-Selbstentlade-Großgüterwagen von je 10 verschiedenen Bauarten beschafft, um damit Erfahrungen zu sammeln. Prüft man im einzelnen, welche von diesen Massengütern sich für diese Wagen eignen, so kommt man zu dem Ergebnis, daß bei nur wenigen Güterarten, außer bei Kohle und Koks, und nur in ganz wenigen Fällen die erforderlichen Voraussetzungen schon jetzt gegeben sind. In betrieblicher Hinsicht ergeben sich erhöhte Anforderungen an Brücken und Oberbau. Während die Beladeeinrichtungen im allgemeinen vollkommen ausreichen, müssen die Entladeanlagen erst den neuen Anforderungen entsprechend umgebaut werden. Für unsere größten Binnenhäfen (Duisburg-Ruhrort und Kosel), in denen sich für Kohle und Koks der Kipperbetrieb fest eingebürgert hat, bedeutet die Umstellung auf Großgüterwagen einen völligen Umbau aller Hafenanlagen.

Die Vorteile des Großgüterwagenverkehrs werden sich erst dann voll auswirken, wenn die beteiligten Kreise mehr als bisher die großräumigen Wagen benutzen und abschließende Erfahrungen gesammelt sind.

Regierungsbaurat Germanus, Duisburg-Ruhrort, sprach über „Die Duisburg-Ruhrorter Häfen".

Die Hauptschlagader unseres Verkehrslebens bilden die Duisburg-Ruhrorter Häfen; sie stellen in ihrer Gesamtheit den größten Binnenhafen der Welt dar, und ihr Verkehr übersteigt den Umschlag der übrigen Rheinhäfen zusammengenommen ganz bedeutend. Die Nähe des Industriebezirks, sodann der Güterumschlag nach dem Welthafen Rotterdam einerseits und dem industriereichen Hinterland am Rhein andrerseits, haben dies Meisterwerk deutschen Unternehmungsgeistes in jahrzehntelanger Arbeit erstehen lassen.

Heute umfassen die Hafenanlagen ein Gebiet von 690 ha, darunter 180 ha Wasserfläche; 280 km Gleise sind für Zu- und Ablauf der Eisenbahnwagen notwendig und 144 Schuppen und Speicher sind zur vorübergehenden Lagerung wertvoller Güter bestimmt.

Noch mehr als durch die räumlichen Größenverhältnisse ragen die Häfen durch ihren Verkehr hervor. 1924 wurden insgesamt 18,5 Mill. t Güter in den vereinigten Häfen umgeschlagen. Der weitaus größte Teil des Verkehrs besteht in der Abfuhr von 15,7 Mill. t auf dem Wasserwege, wovon Kohle den weitaus größten Teil ausmacht. Die angefahrenen Güter bestehen aus Erzen (50 % der Gesamtzahl), Getreide, Holz und Stückgütern.

Reichsbahndirektor Bode, Halle, „Die Bedeutung der Technik für die Güterverkehrswirtschaft".

Die grundlegenden Einrichtungen jedes Verkehrs sind Weg, Fahrzeug, bewegende Kraft und Bahnanlagen. Die Forderungen der Technik an die Verkehrswege, sowohl Gleise wie schienenlose Verkehrswege, gehen auf Steigerung der Tragfähigkeit aus. Bei der Eisenbahn macht die Einführung schwerster Lokomotiven und von Großraumwagen eine Verstärkung des Oberbaus nötig, von den Gleisanlagen selbst muß eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Verschleiß verlangt werden. In gleicher Weise sind auf dem Gebiet des Fahrzeugbaues Fortschritte gezeitigt worden. Durch allgemeine Einführung der Luftbremsung bei Güterzügen ist eine größere Geschwindigkeit und Betriebssicherheit erreicht worden. Auf steilen Gebirgsstrecken werden die Zahnradlokomotiven durch schwere Reibungslokomotiven ersetzt. Eine beträchtliche Steigerung der Nutzleistung brachte die Einführung des überhitzten Dampfes mit sich.

Hinsichtlich der Bahnhofanlagen muß auf Mechanisierung des Güterverladebetriebes gedrungen werden. Dagegen entsprechen die Lokomotiv- und Wagenreparaturwerkstätten allen neuzeitlichen Anforderungen. Auch im Verschiebedienst macht sich durch Einführung von Ablaufbergen mit Gleisbremsen der Wille immer stärker geltend, durch Einführung mechanischer Mittel höchste Leistung zu erzielen.

Prof. Aumund, Berlin, sprach über „Wirtschaftliche Grundlagen der Lagerung und Stapelung".

Bei der Neuanlage einer Lager- und Stapelanlage ist der beste Weg zur Wirtschaftlichkeit, die Lagerung und Stapelung nach Möglichkeit einzuschränken, da die Kosten für den Lagerraum, der Zinsverlust des gelagerten Gutes, abgesehen von der durch häufiges Umladen verursachten Wertverminderung, die Preisbildung wesentlich beeinflußt. Der zweite Weg, die Kosten auf das geringste Maß herabzudrücken, ist der, die Fördereinrichtungen für den gegebenen Fall möglichst zweckmäßig zu wählen.

Die Abschreibung und Verzinsung von Förderanlagen bei verschiedenen jährlichen Benutzungszeiten, darf nicht ohne Rücksicht auf die jährliche Betriebsdauer angesetzt werden. Bei Vernachlässigung dieses Gesichtspunktes kann leicht eine Anlage unwirtschaftlich erscheinen und wird u. U. nicht ausgeführt, wohingegen sie in Wirklichkeit erheblichen Nutzen bringen kann. Ferner ist im Betriebe zu berücksichtigen, daß bei den meisten Förderarten die Gesamtkosten für 1 km bei vielen Förderlängen und Fördermengen auf $1/3$ bis $1/2$ erniedrigt werden können, wenn man die Anlage für eine etwas größere Leistung bemißt, sie dafür aber während kürzerer Zeit betreibt.

Hinsichtlich der einzelnen Förderarten muß untersucht werden, ob die größte Nutzwirkung bei senkrechter Förderung oder vereinigter senkrechter und wagerechter Förderung erzielt werden kann. Die weiteren Kosten der Lagerung und Stapelung, die z. B. bei Kohlenlagerung im Freien mit 7 M/t angenommen werden müssen, bei Unterbringung in gedeckten Lagern aber oft auf 20 M/t ansteigen, fordern ebenso wie die Wertverminderung beim Umladen, die bei Koks mit 2 %, bei Kippverladung der Kohle sogar mit 5 bis 8 % angegeben ist, sorgfältigste Berechnung und technische Durchführung der Lagerungs- und Stapelungsanlagen.

Direktor Simon-Thomas, Utrecht, schildert in seinem Vortrag „Zweckmäßigste Ausrüstung der Güterverkehrsmittel der Eisenbahn"
die Vielseitigkeit der Ansprüche, die an einen Güterwagen gestellt werden. Der Vortragende zeigt, daß die Selbstkosten wesentlich durch Leerlauf bedingt sind. Die aus dem Ausland eintreffenden beladenen Wagen wurden bisher nach Entladung sofort leer der Eigentumsverwaltung zurückgeschickt. Jetzt dürfen sie auf dem Wege zur Heimat über einen beliebigen Weg wieder verladen werden, sofern sie dadurch der Heimat näher gebracht werden. Auch bei Spezialwagen wird die Wirtschaftlichkeit dadurch gemindert, daß sie meist bei Rückfahrt ohne Ladung fahren.

Ebenso stößt die Einführung eines einheitlichen Großraumwagens auf Schwierigkeiten je nach Ort und Zweck der Verwendung. So sind z. B. die Kipper und Drehscheiben im Ruhrorter Hafen nur für gewöhnliche Kohlenwagen anwendbar. Grundsätzlich sollen bahneigene Güterwagen für alle Fälle verwendbar sein. Am zweckmäßigsten ist nach Ansicht des Verfassers ein geschlossener Wagen von 15 t, ein offener von 25—30 t Ladegewicht.

Generaldirektor Lehmann, Köln, „Aufgaben der neuzeitlichen Technik für den Güterumschlagverkehr durch Straßen- und Kleinbahnen".

Große Bedeutung haben für den Güterumschlag bei Straßen- und Kleinbahnen die Massengütertransporte, bei denen die Beförderung von Brennstoffen und Baumaterialien den Hauptanteil ausmacht. Der Stückgutverkehr auf Straßen- und Kleinbahnen ist wie bei der Reichsbahn ein unwirtschaftlicher Betriebszweig. Nur eine Beschleunigung des Wagenumlaufs kann zur großmöglichsten Ausnutzung von Betriebsmitteln und Personal führen. Dazu müssen die Gleisanlagen auf den Lade- und Entladestellen entsprechend ausgebildet werden; die Verladung erfolgt an diesen Stellen durchweg von Hand, ist also unwirtschaftlich. Es werden daher die auch bei der Reichsbahn üblichen mechanischen Lademittel immer mehr anzuwenden sein. Gleiches muß für die Übergangsbahnhöfe gefordert werden. Die Überführung von Hauptbahnwagen zur Verbrauchs- bezw. Gewinnungsstelle auf Gleisen der Straßenbahnen ist immer noch zu zeitraubend.

Professor Dr. Junkers, Dessau, weist in seinem Vortrag „Bedeutung der Luftfahrt für den Güterverkehr"
darauf hin, daß sich die Entwicklung des Luftverkehrs ähnlich wie bei der Eisenbahn und beim Kraftwagen vollzieht. Alle diese Verkehrsmittel dienten ursprünglich der Personenbeförderung, erlangten jedoch ihre wirtschaftliche Berechtigung und Bedeutung erst durch den Güterverkehr.

In den europäischen und nordamerikanischen Wirtschaftsstaaten mit ihrem dichten Verkehrsnetz werden nur hochwertige und dringende Güter auf dem Luftwege verfrachtet. Trotzdem hat der Luftgüterverkehr in allen Ländern eine viel höhere Steigerung erfahren als der Personenverkehr.

Von hoher Bedeutung ist der Luftgüterverkehr für den Aufschluß unwegsamer kolonialer Gebiete. In diesem Punkte versagen alle anderen Verkehrsmittel wegen der zu ihrer Einrichtung erforderlichen hohen Anlagekosten; diese betragen bei einer 100 km Eisenbahnstrecke etwa 3 600 000 M. gegenüber 60 000 M. bei einer Luftlinie. Besonders, wenn nur wenig Güter zu befördern sind, oder ein Dauertransport nicht beabsichtigt ist, wird ein Luftgüterverkehr immer lohnend sein.

Die technische Leistungsfähigkeit scheint von den durch einen hohen Gleitwinkel verursachten Betriebskosten etwas in Frage gestellt zu sein. Die Mitarbeit aller beteiligten Kreise wird aber kein Mittel unversucht lassen, zu höherer Wirtschaftlichkeit zu gelangen. Ebenso kann das an und für sich schon sehr günstige Gewichtsverhältnis zwischen Nutz- und Traglast (43 %) durch Indienststellung von Großflugzeugen noch bedeutend günstiger gestaltet werden.

Direktor Beneke, Altona, „Konstruktionsfragen der Lastkraftwagen für den Güterumschlagverkehr".

Die normalen Fahrzeuge sind zurzeit die bekannten 5 t-Wagen. Sie haben sich hinsichtlich Wirtschaftlichkeit und Betriebssicherheit gut bewährt. Die Fahrzeuge der Großunternehmungen tun etwa 8 Jahre Dienst und werden zwischendurch in leistungsfähigen Reparaturwerkstätten ausgebessert.

Die größte wirtschaftliche Bedeutung kommt für die Zukunft wohl den Wagen mit abhebbarem Wagenkasten zu, die in Größen von $2\frac{1}{2}$—3 t Ladegewicht vom Kraftwagen auf die Bahn verladen werden können. In Amerika hat man mit einem Triebwagen, der eine Nutzlast von 6 t tragen kann und einem für 3 Kasten eingerichteten Anhänger — von insgesamt 15 t Nutzlast — die besten Erfahrungen gemacht.

Dr. Bäseler, München, entwickelte in seinem Vortrag „Schnellgüterverkehr"
neue Gedanken hinsichtlich der Zusammenarbeit von Lastkraftwagen und Eisenbahn. Er sprach von einer Vereinigung der schienenlosen mit der schienengebundenen Güterbewegung mit dem Ziel, durch Steigerung der Beförderungsgeschwindigkeit zu höherer Wirtschaftlichkeit zu kommen. Die Eisenbahn soll nur das tun, was ihre eigentliche bisher unübertroffene Leistung ist, das Zugfahren. Alles übrige, also das An- und Abfahren, aber auch — und hierin liegt die Bedeutung der Gedanken des Verfassers — alle anderen Zwischenbewegungen, das Zugbilden, das Ordnen soll das bewegliche spurlose Fahrzeug machen. Es ist daran gedacht, die Lastkraftwagen auf Güterwagen zu befördern, so daß bei Zugumbildungen anstatt die Wagen zu rangieren diese leicht umzuladen sind.

Die Beschleunigung des ganzen Güterverkehrs durch diese neuartige Weise der Zugbildung ist klar. Aber auch die Beförderungskosten, die sich bei dem jetzigen System auf 3,5 M. je t/km stellen, erfahren durch den Wegfall der Rangier- und Vorhaltungskosten eine beträchtliche Senkung. Rechnet man die mit dem Schnellgüterverkehr verbundene Erhöhung des toten Gewichts auf das Doppelte des reinen Eisenbahnverkehrs, so bleiben die Beförderungskosten immer noch unter denen des reinen Eisenbahnverkehrs. Es stecken also in der Vereinigung von Auto und Eisenbahn auch bedeutende wirtschaftliche Vorteile.

Geheimrat Prof. Dr. de Thierry, Berlin, ging in seinem Vortrag „Anforderungen des neuzeitlichen Umschlagverkehrs an den Hafenbau"
von der Tatsache aus, daß ein Viertel bis ein Drittel aller Bruttoeinnahmen der Schiffahrtsgesellschaften durch den Lösch- und Ladebetrieb verbraucht werden. Aufgabe des Hafenbauers ist es daher, durch zweckmäßige Einrichtungen die für das Löschen und Laden erforderliche Zeit abzukürzen und die Kosten hierfür herabzusetzen. Bei der Neuanlage von Häfen müssen die Wasserflächen, der Vorhafen und die Hafenbecken ihrer Bestimmung entsprechend gebaut werden. Ferner weisen senkrechte Kaimauern, Anfuhrstraßen neben den Ladegleisen, angemessene Kaianlagen und -breiten, mehrgeschossige Schuppen einen Weg zu erhöhter Wirtschaftlichkeit. Ein Beispiel für den Vorteil der sonst in Deutschland nicht üblichen mehrstöckigen Speicher geben die Gebäude des Stettiner Hafens.

Eine weitere Verbilligung der Hafenkosten wird durch Einführung neuzeitlicher Güterumschlagmittel erreicht, unter denen, namentlich bei weniger belebten Binnenhäfen, der Rangierkran mit hohem Wirkungsgrad hervorzuheben ist. Die zweckmäßigste Ausgestaltung der Eisenbahnanlagen kann nur durch Handinhandarbeiten der Eisenbahn- und Hafenbauingenieure erreicht werden. Die Ausführungen über Tariffragen gipfeln in der Forderung, daß jeder Hafenbahnhof zur Tarifstation erhoben werden müßte, da die sonst üblichen Anschlußgebühren die Wirtschaftlichkeit manches Hafens in Frage stellen.

Nur durch reibungsloses Zusammenarbeiten aller wirtschaftlichen und technischen Organisationen wird ein Hafenbetrieb keine Belastung der öffentlichen Finanzen bedeuten. In diesem Falle ist es auch nur möglich, den Verkehr zu fördern und seine volkswirtschaftlichen Aufgaben zu erfüllen.

Generaldirektor de Roode, Rotterdam, schildert in seinem Bericht „Rotterdamer Güterumschlag und technische Mittel zu dessen Bewältigung"
den Betrieb in diesem holländischen Welthafen. Der stets wachsende Umschlag im Stück- und Massengüterverkehr erfordert neueste und leistungsfähigste technische Einrichtungen, für den Stückgutverkehr vorwiegend Portal- und Halbportalkrane. Zur Verladung in den Silos sind Elektrokarren und Stapelmaschinen in Betrieb, von denen besonders diejenigen bemerkenswert sind, die der Beförderung von Fässern und Bananen dienen.

An Massengütern (75 % der Gesamtverladung) werden hauptsächlich Steinkohlen und Erz umgeschlagen. Zur Beladung von Schiff auf Schiff sind schwimmende Greifeimerkrane in Gebrauch. Das Bunkern von Schiffen wird von Transporteuren aus geführt, die außerordentlich hohe Stundenleistungen von 250 bis 300 t aufweisen. Die Verladung von Holz wird mittels eines Demag-Greifers maschinell betrieben. Für die Verladung von nicht unbeträchtlichen Mengen Petroleum sind Rohrleitungen in Betrieb.

Eine andere wichtige Stelle nimmt im Rotterdamer Hafen die Getreideeinfuhr mit 25 % der Gesamteinfuhr ein. Die Löschung der beladenen Seeschiffe erfolgt durch schwimmende pneumatische Getreidesauger mit 200 t Stundenleistung. Der Umschlag von Schiff auf Land wird durchweg von festen Jakobsleitern mit Einsackvorrichtungen vorgenommen, die infolge ihres hohen Wirkungsgrades in großer Zahl verwandt werden.

Reg.-Baurat Wehrspan, Wanne, sprach über „Kohlenverladung am Rhein-Herne-Kanal".

Im Ruhrbezirk werden von einer Tagesleistung von 325—350 000 t rd. 75 000 t in Schiffe umgeschlagen. Ein derartiger Massenverkehr verlangt leistungsfähige Verladeeinrichtungen, die mit größter Schonung der wertvollen Kohle arbeiten.

Die verwendeten Kipper haben eine Stundenleistung von 300 bis 450 t. Sie erfordern aber umfangreiche Gleisanlagen, mehrmaliges Verholen der Schiffe und große Wasserflächen. Ein weiterer Nachteil sind die Verminderung des Kohlenwertes und die hohen Anlage- und Unterhaltungskosten.

Demgegenüber bringt die Kübelverladung bei annähernd gleich großer Leistung den Vorteil der Schonung der Kohle, einfacher Nebenanlagen und geringer Unterhaltungskosten mit. Daß sie nicht zur Beschickung von Lagerplätzen verwandt werden können und ein Park von Sonderwagen zu ihrer Verfügung gehalten werden muß, sind ihre Nachteile.

Eine Vereinigung der Vorzüge beider Umschlagmittel stellt die Kipperkatzenbrücke dar.

Die Kübelverladung dürfte eine erhebliche Bedeutung für die Zukunft haben. In wagenbautechnischer Hinsicht werden vom Verfasser bemerkenswerte Vorschläge zur Erzielung größerer Wirtschaftlichkeit gemacht.

Ausschlaggebend im Wettbewerb der verschiedenen Umschlagmittel dürfte die Anwendung der Kübelverladung auch bei Kohlenstaub-, Karbid-, Kalk- und Gichtkübeln sein. Ferner kann er leicht auf Straßenbahnen, Lastautos und andere Verkehrsmittel gesetzt werden.

Oberbaurat Sieveking, Hamburg, sprach über „Kohlentransporte und Kohlenumschlag im Hamburger Schiffs- und Bahnverkehr".

Wie in den meisten Seehäfen, so bildet auch in Hamburg die Kohle mit etwa 25 % einen bedeutenden Teil aller Umschlaggüter. Die Eigenart des Kohlenumschlags im Hamburger Hafen ist durch den Umstand bedingt, daß sowohl englische als auch deutsche Kohle verladen wird, es sich also um Anfuhr mit Schiff und Bahn handelt. Die sich daraus ergebenden Umschlagaufgaben bestehen einmal im Umladen der Kohle aus den Hafenfahrzeugen in die Bunkerräume der Seedampfer, wo neuzeitliche schwimmende Elevatoren dank ihrer überlegenen Arbeitsweise die Anwendung der Handwinde verdrängt haben. Andererseits wird das Löschen der Seeschiffe in Hafen- oder Flußfahrzeuge, in Eisenbahnwagen und auf den Lagerplatz mittels schwimmender Elevatoren oder Kranbrücken durchgeführt, deren Leistung und Wirtschaftlichkeit sich annähernd die Wage halten.

Der Umschlag von Eisenbahnwagen auf Schiffe oder auf den Lagerplatz geschieht durch Krane und Kipper. Trotz überlegener Umschlagsleistungen stehen der ausgiebigen Verwendung von Kippern im Hamburger Hafenbetrieb nicht unbedeutende Nachteile gegenüber; denn die Eisenbahnwagen sind nie entsprechend der Reihenfolge der am Kipper liegenden Schiffe geordnet; ferner können bei Seeschiffskais die Kipper wohl zum Verladen aus Eisenbahnwagen, aber nicht aus dem Schiff gebraucht werden, endlich wird die Gleisentwicklung bei jedem Kipper unterbrochen, daher eine ungenügende Uferausnützung verursacht. Die zukünftige Entwicklung im Hamburger Hafenverkehr wird sicher die Verwendung von schnellfahrenden Kranen und Klappkübeln bevorzugen. Ebenso wird in der Frage des für den Hamburger Hafen bestgeeigneten Großraumgüterwagens nur der Kübelwagen angewandt werden können, da Anlagen für den Betrieb mit Selbstentladewagen fehlen und auch nicht eingerichtet werden können.

Dir. Dr. Dronke, Bremen. „Neuzeitliche Technik und ihre Aufgaben im Betriebe großer Stückguthäfen".

Der Betrieb eines Stückguthafens ist im allgemeinen ein Zuschußbetrieb; er soll keinen Nutzen abwerfen, sondern Handel und Verkehr fördern, so daß sein Vorteil ein mittelbarer ist. Die Schwierigkeiten bei der Einführung mechanischer Hilfsmittel liegen darin begründet, daß Stückgüter wegen ihrer unhandlichen Form nicht mit Greifern oder Becherwerken verladen werden können und die engen Schiffsräume und die besondere oft viel Zeit raubende Art der Verstauung im Schiff die Anwendung besonders gearteter Fördermittel verlangen.

Als mechanische Lademittel kommen in Frage: Bei der Beförderung im Schuppen die Elektrokarren- oder -schlepper, für das Abstellen und Aufnehmen in den Schuppen Hubtische, beim Abstellen und Aufnehmen mit Stapelarbeit mit eigner Kraft fahrbare Schuppenkräne oder Stapelmaschinen. Letztere haben auch Bedeutung beim Beladen offener Eisenbahnwagen mit Kisten, Säcken und Ballen.

Regierungsbaurat Schulze, Emden, sprach in seinem Vortrag „Die Emdener Hafenanlagen" über die Bedeutung der neuen, kürzlich in Betrieb genommenen Anlage für den Erz- und Eisenumschlag nach dem Ruhrgebiet. Die Seeschiffe werden mit den neuzeitlichsten Verladebrücken gelöscht und beladen.

Gleichartige Behandlung zeigte der umfassende Vortrag von **Dr. Foerster, Hamburg,** über den „Berliner Westhafen".

Magistratsrat Dr. Schultz, Königsberg, sprach über den „Königsberger Getreideumschlag".

Neben Holz, Flachs und Hanf war vor dem Kriege Getreide das wichtigste Handelsgut, dem Königsberg seine Vormachtstellung im Handel mit Rußland verdankte.

Die Lagerhäuser und Umschlagsanlagen in Königsberg sind daher auf die Einfuhr aus Rußland eingerichtet. Das Gesamtfassungsvermögen der Königsberger Speicher beträgt etwa 200 000 t, darunter befinden sich die beiden größten Silos Europas. Mit Rücksicht darauf, daß vor dem Kriege die Einfuhr fast ausschließlich auf dem Eisenbahnwege erfolgte und in Zukunft auch wieder erfolgen wird, die Ausfuhr aber zu Schiff vor sich geht, sind die Lagerhäuser besonders gut mit Schüttrichtern zur Aufnahme des lose in den Eisenbahnwagen ankommenden Getreides ausgestattet. Ebenso leistungsfähig sind die Verladeeinrichtungen für die Beförderung von loser Frucht und von Sackgut von den Speichern ins Schiff. Charakteristisch für Königsberg ist die Ausstattung der Speicher mit Reinigungs- und Sortieranlagen für Linsen, Erbsen, Bohnen und Wicken.

Nach dem Kriege hat Königsberg versucht, seine alte Stellung wiederzuerlangen durch den Bau des neuen Hafens, der besondere Einrichtungen für den russischen Güterverkehr, wie Getreidesilos und einen Holzhafen enthält. Durch Vermittlung der Reichsbahn ist am 15. Juli ds. Js. der baltisch-russische Eisenbahngütertarif in Kraft getreten, der eine unmittelbare Verfrachtung von deutschen nach russischen Stationen und umgekehrt zuläßt, und auch den Übergang von der Normal- auf die Breitspur regelt. M. F.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Stempelsteuer bei Bauverträgen und Stempelsteuerersparnis bei Verträgen durch Verzicht auf förmliche Urkunde.

Nach dem preußischen Stempelsteuergesetz vom 16. März 1924 (Gesetzessammlung S. 139) sind im allgemeinen alle Urkunden, welche mit dem Namen oder der Firma des Ausstellers unterzeichnet sind, stempelpflichtig. Auf Urkunden über den Abschluß von Bauverträgen ist die Tarifstelle „Werkverdingungsverträge" anzuwenden, nach welcher ein Bauvertrag so zu versteuern ist, als wenn

1. über die zu dem Bau erforderlichen vom Unternehmer zu beschaffenden Baustoffe,
2. hinsichtlich des Wertes der Arbeitsleistung

zwei verschiedene Verträge abgeschlossen seien.

Bei Berechnung des Steuersatzes für den angenommenen besonderen Vertrag über die gelieferten Baustoffe (Nr. 1) muß wiederum unterschieden werden zwischen Baustoffen, welche „in demjenigen Zustand, in welchem sie mit dem Grund und Boden in dauernde Verbindung gebracht werden sollen", vom Unternehmer beschafft worden sind, d. h. also Baustoffe, die ohne Bearbeitung verbaut werden, und zwischen denjenigen, welche im Betriebe des Unternehmers „erzeugt oder hergestellt sind".

Zu der zuerst genannten Kategorie gehören im allgemeinen die vom Unternehmer beschafften Ziegelsteine usw., das fertig zugeschnittene Bauholz, die fertigen Fenster, Türen usw., sie sind nach den Sätzen der Tarifstelle Kauf- und Tauschverträge mit $^2/_3$% des Wertes der Baustoffe zu versteuern.

Zu der zweiten Kategorie gehört z. B. die Lieferung von Beton- und Eisenbeton. Der Unternehmer liefert dem Auftraggeber nämlich ein Werk, das dadurch hergestellt wird, daß Beton, der durch inniges Mischen von Zement, Sand, Kies, Steinschlag und Wasser im eigenen Betriebe des Unternehmers hergestellt ist, mit dem Grund und Boden in dauernde Ver-

bindung gebracht wird. Dieser Beton stellt dann eine neue Ware anderer Gattung dar, als die zu seiner Bereitung verwendeten Rohstoffe. Es sind daher, wie dies in einer Anzahl strittiger Fälle vom Reichsgericht und von einer Anzahl höherer Verwaltungsbehörden anerkannt ist, die Bestimmungen über „Befreiungen" anzuwenden, welche bei der Tarifstelle „Kauf- und Tauschverträge" für Sachen vorgesehen sind, „die im Betriebe einer der vertragschließenden Parteien hergestellt sind". Der Wert, der für die Bereitung des Betons verwendeten Rohstoffe kann daher bei der Berechnung der Stempelsteuer außer Ansatz bleiben.

Für den Teil der Bauverträge, welcher die aufgewendeten Löhne und Gehälter umfaßt (oben Nr. 2), ist in allen Fällen die Tarifstelle „Verträge" anzuwenden, welche einen Einheitssteuersatz von 3 M. vorsieht.

Über Geschäfte, für welche die Einigung zwischen den Vertragsparteien durch Briefwechsel oder durch den Austausch sonstiger schriftlicher Mitteilungen herbeigeführt ist, wird in der Regel überhaupt keine Stempelsteuer erhoben. Der Reichsverband der Deutschen Industrie hat nun die Hauptverwaltung der deutschen Reichsbahn-Gesellschaft darauf hingewiesen, daß es im Geschäftsleben allgemein üblich sei, Verträge über Leistungen und Lieferungen im Wege des Briefwechsels zu schließen und daß es wünschenswert sei, daß sich auch die Reichsbahndienststellen dieser allgemeinen Verkehrssitte anschließen.

Die Hauptverwaltung der Reichsbahn hat darauf geantwortet: „Die Frage der Einschränkung des Abschlusses förmlicher Verträge bei der Vergebung von Leistungen und Lieferungen für die Reichsbahnverwaltung wird bereits seit einiger Zeit verfolgt, wobei eine alsbaldige Änderung der jetzt geltenden Bestimmungen und ihre möglichst weitgehende Anpassung an die allgemeine Verkehrssitte ins Auge gefaßt ist.'"

Diese Bestrebungen treffen zusammen mit den Vorschlägen des Unterausschusses des Reichsverdingungsausschusses (§ 28 des Entwurfes der Allgemeinen Bestimmungen über die Vergebung von Bauleistungen), wonach die Festlegung des Vertrages in besonderer Urkunde nur dann vorgesehen werden soll, wenn nicht bereits durch das Angebot in Verbindung mit den Ausschreibungsunterlagen, durch das Zuschlagsschreiben und sonstige schriftliche Festlegungen alle wesentlichen Bedingungen des Vertragsverhältnisses eindeutig festgelegt sind. Die Beurkundung soll insbesondere nur bei schwierigen Vertragsverhältnissen verlangt werden. In der Tat werden heute noch bei den meisten Behörden überflüssigerweise formelle Vertragsurkunden bei Bauverträgen verlangt, obwohl durch Ausschreibung, Angebot und Zuschlag der wesentliche Inhalt des Vertrages bereits vollständig außer Zweifel gestellt ist. Bei freihändiger Vergebung genügt in einfacheren Fällen zweifellos die Festlegung des Vertragsinhalts durch Briefwechsel.

Die privatwirtschaftliche Einstellung der Reichsbahn. Seitdem die Reichsbahn in eine Privatgesellschaft umgewandelt ist, mußte vielfach darüber Klage geführt werden, daß unter Hinweis auf diese Umgestaltung und unter übertriebener Betonung der Notwendigkeit kaufmännischer Einstellung von den Reichsbahnstellen Anträge und Beschwerden von Verkehrtreibenden wenig entgegenkommend behandelt wurden.

Der Generaldirektor der Reichsbahngesellschaft Öser machte deshalb kürzlich die Dienststellen der Gesellschaft in einem Runderlaß auf diese Mißstände aufmerksam und auf die Unbeliebtheit der Reichsbahn wegen der allzu starken Betonung finanzieller Rücksichten, die in Eingaben öffentlicher Verbände und privater Interessenten mehr und mehr zutage tritt. Er betont, daß die Reichsbahn trotz ihrer Aufgaben bei der Reparationsleistung und trotz ihrer privatwirtschaftlichen Form doch eine deutsche Gesellschaft ist, die der deutschen Wirtschaft dienen und den Eisenbahnbetrieb unter Wahrung der Interessen der deutschen Volkswirtschaft führen soll. Er weist darauf hin, wie eng das Wohlergehen von Wirtschaft und Reichsbahn miteinander verknüpft ist und daß die Förderung des Gedeihens von Industrie und Handel auch der Reichsbahn zugute kommt. Andererseits sei freilich auch zu bedenken, daß der Zinsendienst für die Schuldverschreibungen nicht in Verzug geraten dürfe, um nicht die Gefahr heraufzubeschwören, daß die Eisenbahn unter fremden Einfluß gerät. Deshalb seien Maßnahmen zu vermeiden, die doch keine Produktionssteigerung bewirken, für die Reichsbahn dagegen Einnahmeverluste bedeuten würden.

Zum Entwurf eines Arbeitsgerichtsgesetzes. Der im Reichsarbeitsblatt 1925 Nr. 28 veröffentlichte Entwurf eines Arbeitsgerichtsgesetzes sieht eine Eingliederung der neuen Arbeitsgerichte in die ordentlichen Gerichte nur für die zweite und dritte Instanz (Landesarbeitsgericht, Reichsarbeitsgericht) vor, während für die erste Instanz (Arbeitsgericht) eine Sondergerichtsbarkeit eingeführt wird. Der Entwurf hat dadurch lebhaften Widerspruch ausgelöst. Weite Kreise stehen auf dem Standpunkt, daß auch die Arbeitsgerichte erster Instanz Bestandteil der ordentlichen Gerichte durch Eingliederung in die Amtsgerichte werden müssen. Man hält es nicht für angängig, neben der ordentlichen Gerichtsbarkeit für ein verhältnismäßig wenig umfangreiches Gebiet eine Sondergerichtsbarkeit einzurichten, da hierdurch die einheitliche Rechtsentwicklung gefährdet wird, und stützt sich dabei auf die ungünstigen Erfahrungen, die bisher mit der Rechtsprechung von Sondergerichten gemacht wurden. Dieser Standpunkt findet auch Unterstützung durch den früheren Regierungsentwurf, ferner bei der preußischen und bayerischen Justizverwaltung, beim Deutschen Städtetag, beim Gesamtvorstand des Deutschen Richterbundes und des Deutschen Anwalt-Vereins. Dagegen ist die völlige Ausgliederung der Arbeitsgerichte aus der ordentlichen Gerichtsbarkeit eine politische Forderung der Linksparteien.

Die sonstigen Einwendungen, die gegen den vorliegenden Regierungsentwurf erhoben werden, hängen eng mit der grundsätzlichen Frage des Verhältnisses zu den ordentlichen Gerichten zusammen. Cl.

Arbeitsmarktlage. Der Jahreszeit entsprechend ist im Baugewerbe der Bedarf nach Arbeitskräften stark zurückgegangen. Infolge Fertigstellung zahlreicher Bauten stehen weitere größere Entlassungen bevor. Ein Überwiegen des Angebotes über die Nachfrage ist jetzt allgemein auch bei den Facharbeitern zu verzeichnen. In größerem Umfange hat die Zahl der Arbeitslosen besonders in Rheinland-Westfalen, in Schleswig-Holstein und z. T. in Bayern zugenommen, geringere Vermehrung des Angebotes ist in Oberschlesien, Thüringen und der Pfalz zu beobachten.

In verschiedenen Bezirken ist nach Ablauf der bisherigen Tariflöhne ein neues Lohnabkommen nicht zustande gekommen. Tariflos sind jetzt Bayern (seit 30. 9.), Pfalz (seit 31. 8.), Nahegebiet (seit 30. 9.), Bremen (seit 30. 9.), Osterland (seit 30. 9.), Rheinland-Westfalen (seit 30. 9.). Außer in Rheinland-Westfalen, wo es bei den Ausstellungsbauten in Düsseldorf zu einzelnen wilden Streiks gekommen ist, sind Arbeitskämpfe bisher nicht ausgebrochen. Über Bayern wird vor der zentralen Schiedsstelle für die Lohnstreitigkeiten im Baugewerbe in Berlin am 29. 10. verhandelt. Arbeitskämpfe sind durch Vereinbarung zwischen den Parteien bis zur Beendigung dieses Verfahrens ausgeschlossen. In Ostpreußen herrschen tarifloser Zustand und Teilstreiks seit 31. 7. Die Arbeitgeberverbände des Hoch- und Tiefbaugewerbes haben mit den Gewerkschaften ein neues Lohnabkommen getroffen, für die Mitglieder des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes besteht der tariflose Zustand fort, es sind noch einzelne Teilstreiks im Gange. In den übrigen Tarifgebieten laufen die Tarifabkommen noch bis zum 30. 10. 1925 bzw. 1. 1. 1926.

Großhandelsindex.

16. Sept.	23. Sept.	30. Sept.	7. Okt.	14. Okt.	21. Okt.
125,3	124,9	124,1	125,3	125,1	123,3

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 22. Oktober.)

Preußisches Gesetz zur Überleitung der Gewerbesteuer in das regelmäßige Veranlagungsverfahren. (Gew.St.Ü.G.) Vom 15. Oktober 1925. (Pr. Ges. Samml. S. 135) vgl. Bauing. S. 868.

4. Verordnung über Verzugszuschläge. Vom 10. Oktober 1925. (R.Anz. Nr. 239.) Der Verzugszuschlag für verspätete Steuerentrichtung, der seit dem 15. Januar 1925 1% betrug, ist vom 15. Oktober 1925 ab auf ¾% des Rückstandes für jeden auf den Tag der Fälligkeit folgenden halben Monat herabgesetzt. Halbe Kalendermonate, die zum Teil vor, zum Teil nach dem 15. Oktober liegen, werden bereits zum ermäßigten Verzugszuschlag gerechnet.

Nach einem Erlaß des Reichsfinanzministers sollen die Finanzämter aus Billigkeitsgründen auch noch ausstehende Verzugszuschläge für halbe Monate, die ganz in der Zeit vor dem 15. Oktober liegen, nur mit ¾% Zuschlag berechnen.

2. Verordnung über die Kosten des Steuerermittlungsverfahrens. Vom 10. Oktober 1925. (R.Anz. Nr. 239.) Nach § 216 der Reichsabgabenordnung ist das Steuerermittlungsverfahren grundsätzlich kosten- und stempelfrei. Von diesem Grundsatz bestehen nur zwei Ausnahmen: einmal, wenn der Steuerpflichtige Steuerermittlung durch Sachverständige in seinem Betriebe beantragt, oder zweitens, wenn das Finanzamt feststellt, daß der Steuerbetrag den in der Steuererklärung angegebenen Betrag um mehr als ein Drittel übersteigt. In diesen Fällen muß der Steuerpflichtige die Auslagen für die Ermittlung ersetzen. Eine Verordnung vom 17. Oktober 1923 hatte nun angeordnet, daß im letzteren Falle nicht eine Berechnung der Auslagen stattfinden solle, sondern eine Pauschalgebühr in Höhe von 10% der Mehrsteuer zu zahlen sei. Diese Verordnung ist ab 15. Oktober aufgehoben und damit die Reichsabgabenordnung wieder in Kraft getreten.

Frist für die Abgabe der Einkommen- und Körperschaftserklärung. Auf Klagen über die Kürze der Frist für die Steuererklärungen der Steuerpflichtigen, deren Steuerabschnitt in der 1. Hälfte des Kalenderjahres endet, hat der Reichsfinanzminister durch Erlaß vom 12. Oktober 1925 (IIIe 6000) angeordnet, daß keine Verzugszuschläge zu zahlen sind, wenn die Steuererklärung bis zum 31. Oktober beim Finanzamt eingeht. Wenn bei Körperschaftssteuerpflichtigen die Generalversammlung zur Genehmigung der Jahresbilanz noch nicht stattgefunden hat, und wenn bei buchführenden Einkommensteuerpflichtigen der Abschluß der Bücher noch nicht fertiggestellt ist, kann die Erklärungsfrist angemessen verlängert werden, jedoch in der Regel nicht über den 30. November hinaus.

Erlaß des Reichsfinanzministers über Durchführung der Besitzsteuergesetze. Vom 10. Oktober 1925 (III R 18 804). Der Erlaß betont, daß die neuen Besitzsteuergesetze einheitlich durchgeführt werden müssen und daß Erleichterungsgesuche der Steuerpflichtigen von den Finanzbehörden ohne Unvoreingenommenheit zu prüfen sind. Über die Stundung führt der Erlaß aus, daß die Abführung des Steuerabzuges vom Arbeitslohn und die Umsatzsteuer nicht zu stunden ist; Stundung auf wenige Tage ist nur in ganz wenigen Ausnahmefällen zulässig. Bei den übrigen Steuern soll bezüglich der Stundungsfrist, der Höhe der Stundungszinsen und der Art der Zahlung der Steuerrückstände auf die wirtschaftliche Lage des Steuerpflichtigen Rücksicht genommen werden. Etwaige Vollstreckungsmaßnahmen sollen nicht zu unwirtschaftlicher Verschleuderung von Vermögensbestandteilen des Steuerpflichtigen führen; es ist zu beachten, ob der wirtschaftliche Schaden des Steuerpflichtigen durch eine Pfändung auch im angemessenen Verhältnis zum Nutzen des Staates aus der Verpfändung steht.

Im übrigen behandelt der Erlaß Fragen des Steuerstrafverfahrens und weist auf die Ermäßigungen der Verzugszuschläge und der Gebühren für das Ermittlungs-, Mahn- und Zwangsverfahren hin.

Preußische Verordnung über die gesetzliche Miete vom 1. Oktober 1925 ab. Vom 26. September 1925. (Pr.Ges.Samml. S. 117.) Die gesetzliche Miete bleibt bis auf weiteres unverändert wie im August und September auf 82% der Friedensmiete.

Verordnung über die Einstellung und Beschäftigung ausländischer Arbeiter in Bayern. Vom 25. September 1925. (R.Arb.Bl. 1925, S. 469.) Auf Grund von § 18 der Verordnung über die Einstellung und Beschäftigung ausländischer Arbeiter vom 2. 1. 1923 in der Fassung vom 16. 3. 1925 (R.G.Bl. I, S. 25) wird die bayerische Regierung ermächtigt, im Einvernehmen mit der Reichsarbeitsverwaltung besondere, über die reichsgesetzlichen Bestimmungen hinausgehende Vorschriften hinsichtlich der für die Einstellung ausländischer Arbeiter nötigen Urkunden zu erlassen.

Die Verordnung über die Einstellung und Beschäftigung ausländischer Arbeiter im rechtsrheinischen Bayern vom 15. September 1923 (Reichsanzeiger Nr. 269) wird aufgehoben.

Sicherstellung der aus Mitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge für Notstandsarbeiten an Gemeinden oder Gemeindeverbände gewährten Darlehen in Preußen. Erlaß des Wohlfahrtsministers vom 15. 8. 1925 (R.Arb.Bl. S. 478). Die Bestellung einer hypothekarischen Sicherheit soll grundsätzlich nicht mehr verlangt werden. Es genügt die Bürgschaft eines weiteren Kommunalverbandes (Kreis, Provinz) oder die Verpfändung von Überweisungssteuern.

Neue Richtlinien über die Führung der Fernsprechanschlußleitungen in Neu-, Um- und Erweiterungsbauten sind vom Reichspostministerium herausgegeben.

Bekanntmachung auf Grund der Verordnung gegen Mißbrauch wirtschaftlicher Machtstellung. (R.Anz. Nr. 234.) Der Reichswirtschaftsminister wendet sich gegen den Halleschen Verkaufsverein für Ziegelfabrikate A.-G., Halle, weil er in volkswirtschaftlich nicht gerechtfertigter Weise die Preise festgesetzt und zu freibleibenden Preisen verkauft hatte. Die Mitglieder des Verkaufsvereins sind berechtigt, ihre übernommenen Kartellverpflichtungen fristlos zu kündigen. Über alle Vereinbarungen, Beschlüsse und Verfügungen des Vereins muß eine Abschrift an das Reichswirtschaftsministerium gesandt werden.

Rechtsprechung.

(Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.)

Reichsgericht. Abnahme eines unvollendeten Bauwerks. Der Unternehmer hatte im Mai 1914 mit dem übertragenen Um- und Neubau vor der Vollendung aufgehört. In einem Vorprozeß hat er den Werklohn eingeklagt und zugesprochen erhalten. Im Juni 1922 erhob der Auftraggeber Klage und verlangte Ersatz alles Schadens, der ihm durch die mangelhafte Herstellung der Eisenbetonarbeiten entstanden sei und noch entstehen werde. Der Unternehmer hat den Einwand der Verjährung erhoben. In dem Vertrage hat der Unternehmer für die Güte der Arbeiten und Materialien eine dreijährige „volle ersatzpflichtige Garantie“ übernommen und sich verpflichtet, alle während dieser Zeit entstehenden Mängel kostenlos zu beseitigen und alle Schäden, die sich aus mangelhafter Arbeit ergeben, zu ersetzen. Das Reichsgericht hatte sich mit der Frage der Verjährung zu beschäftigen (§ 638 B.G.B.). Die Verjährung beginnt mit der Abnahme des Werks. Das Reichsgericht stellt fest, daß die „Abnahme“ regelmäßig die körperliche Hinnahme der Leistung des Unternehmers durch den Besteller verbunden mit der (— sei es ausdrücklichen, sei es stillschweigenden —) Erklärung des Bestellers sei, daß er die Leistung als eine der Hauptsache nach dem Vertrage entsprechende Erfüllung anerkenne. Aber auch dann, wenn das Werk körperlich nicht hingenommen werden könne, weil es sich schon im Besitz des Bestellers befinde, sei eine Abnahme im Sinne des Gesetzes möglich. Sie beschränke sich dann auf die Erklärung des Bestellers (ausdrücklich oder stillschweigend), daß er die Leistung als eine der Hauptsache nach dem Vertrage entsprechende Erfüllung anerkenne. Die Abnahme sei demnach auch im vorliegenden Falle (hinsichtlich des unvollendeten Werks) möglich gewesen. Von Bedeutung seien dafür die Worte und Taten des Auftraggebers. Ob eine Abnahme geschehen, sei eine Tatfrage, die durch das Oberlandesgericht noch zu prüfen sei. Es komme dabei einerseits in Frage, ob die Arbeiten wegen Unzufriedenheit mit den Leistungen des Unternehmers diesem entzogen wären, andererseits z. B. auch, ob der Auftraggeber Arbeiten des Unternehmers bei der Weiterführung des Bauwerks verwendet bzw. ob er sie mit kleinen Änderungen und Nachbesserungen schließlich doch benutzt und damit der Hauptsache nach als Erfüllung angenommen habe, oder ob er sie von Grund auf umgestaltet und gewissermaßen ein neues Werk an ihre Stelle gesetzt habe. (R.G. VI y. 24. April 1925. JW. 1925, S. 1993.)

Bemerkung. Durch vorstehende, sehr wichtige Entscheidung wird der Begriff der Abnahme eines Bauwerkes dahin festgestellt, daß, wenn eine körperliche Hinnahme durch den Besteller nicht möglich ist, z. B. weil er bereits im Besitze des Werkes ist, die Abnahme in einer ausdrücklichen oder stillschweigenden Erklärung des Auftraggebers gefunden werden muß, daß er das Werk der Hauptsache nach als Erfüllung annehme. Offensichtlich sind aber die Schwierigkeiten für die tatsächliche Feststellung einer solchen stillschweigenden Erklärung außerordentlich groß, da eine Deutung der Handlung des Auftraggebers in Frage kommt. Diese Handlung kann unter Umständen aber eine verschiedene Deutung zulassen. Im Interesse aller Teile empfiehlt es sich daher, wenn der Auftraggeber gegebenenfalls durch Aufforderung des Unternehmers zu einer ausdrücklichen Abnahmeerklärung veranlaßt wird. Dies gilt auch bei Einstellung von Bauten hinsichtlich des noch nicht vollendeten Teiles des Bauwerkes. Gerade in diesem Falle wird die Abnahme durch stillschweigende Willenserklärung des Bauherrn häufig sehr schwer nachzuweisen sein. Die Parteien sollten daher nicht vergessen, eine ausdrückliche Abnahme herbeizuführen. Mit der Abnahme geht die Gefahr auf den Auftraggeber über (§ 644 B.G.B.), mit der Abnahme beginnt ferner die Verjährung wegen Mängelgewähr (§ 638 B.G.B.).

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 38 vom 24. September 1925.

Kl. 20i, Gr. 5. H 97310. Hein, Lehmann & Co. A.-G., Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau, Berlin-Reinickendorf. Weichenantrieb mit Zungenkontrolle. 14. V. 24.

Kl. 20i, Gr. 11. S 66244. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Schaltung für elektrische Antriebe von Eisenbahnweichen, Signalen o. dgl. 6. VI. 24.

Kl. 20k, Gr. 9. S 69042. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Verstellbare Aufhängevorrichtung für die Fahrdrähte elektrischer Grubenbahnen. 27. II. 25.

Kl. 65a, Gr. 58. L 49537. Arthur William Loth, Paris; Vertr.: K. Osius u. Dr. A. Zehden, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Kenntlichmachen von Wasserstraßen unter Benutzung eines magnetischen Feldes, erzeugt durch ein von einem stoßweise unterbrochenen elektrischen Strom durchflossenes Leitkabel. 22. XII. 19.

Kl. 80b, Gr. 5. G 62417. Max Gensbaur, Kladno, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dr. J. Ephraim, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von hydraulischen Bindemitteln. 11. X. 24.

Kl. 80b, Gr. 25. J 25849. Joachim Jachzel, Tileagd gara; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin S 61. Verf zur Gewinnung v. Stampfasphaltmehl u. ähnlichen Produkten. 3. III. 25.

Kl. 84c, Gr. 2. S 63857. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Hohlpfahl. 14. IX. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 39 vom 1. Oktober 1925.

Kl. 19c, Gr. 1. D 45897. Dr.-Ing. August Deidesheimer, Neustadt a. D. Hardt. Verfahren zum Herstellen von Schotterstraßen mit Steinsplitt. 26. VII. 24.

Kl. 20a, Gr. 12. B 117445. Fa. Adolf Bleichert & Co. u. Johann Gatzweiler, Leipzig-Gohlis, Beaumontstr. 2. Einrichtung f. einen durchgehenden Betrieb von Einseilbahnen nach Pat. 412609 der Klasse 20, Gruppe 12; Zus. z. Pat. 412609. 5. I. 25.

Kl. 20a, Gr. 14. L 62537. Dipl.-Ing. Karl Laißle, Charlottenburg, Mommsenstr. 34. Seiltragevorrichtung. 27. II. 25.

Kl. 20g, Gr. 1. F 57755. Fiat Società Anonima, Turin, Italien; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Stellen der Drehscheibe beim Rangieren von Eisenbahnwagen mittels Zugwalzen. 9. I. 25. Italien 21. I. 24.

Kl. 20i, Gr. 19 S 68271. Fa. Suter-Strickler & Co., Horgen, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-A., Frankfurt a. M. Elektrische Eisenbahnschranke. 31. XII. 24.

Kl. 20k, Gr. 14. S 63351. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stromschienenaufhängung. 13. VII. 23.

Kl. 80a, Gr. 7. S 59029. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kommanditges., Berlin. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung von Gußbeton. 25. II. 22.

Kl. 80b, Gr. 8. H 98320. Harbison-Walker Refractories Company, Pittsburgh, V.St.A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Feuerfester Mörtel. 29. VIII. 24.

Kl. 84d, Gr. 1. O 14241. Orenstein & Koppel A.-G., Berlin. Löffelbagger. 12. V. 24.

Kl. 85c, Gr. 6. P 45810. Max Prüß, Essen, Semperstr. 6. Einrichtung zum Schlammausräumen aus Flachklärbecken mittels verfahrbaren Saugbaggers. 28. II. 23.

Kl. 20k, Gr. 9. 419759. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Co., Baden, Schweiz; Vertr.: R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Kettenfahrleitung mit schiefstehenden Hängedrähten für elektrische Bahnen. 31. X. 23. A 40921.

Kl. 37e, Gr. 9. 420099. Rowland Thompson Wales, New Rochelle, N. Y., V.St.A.; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Seitliche Haltevorrichtung an Schalungsgerüstpfosten; Zus. z. Pat. 404726. 3. IX. 21. W 59287. V. St. Amerika. 24. VII. 15.

Kl. 81e, Gr. 31. 419954. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Abraumablagerung vermittels den Tagebau überspannender Abraumförderbrücke. 28. XII. 24. B 117345.

Kl. 81e, Gr. 32. 419756. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Anschütten von Halden 16. IX. 24. B 115656.

Kl. 84a, Gr. 3. 419850. August Rose, Lübz, Mecklenburg. Pendel- oder Kurbellager für Tore von Schleusen. 24. IX. 24. R 62102.

Kl. 84a, Gr. 4. 419851. Jodokus Plöger, Berlin-Wittenau, Lindenweg 57. Anlage zum Gewinnen von Wasserkräften aus den Niederschlagmengen, insbesondere an hochgelegenen Orten. 31. XII. 24. P 49413.

Kl. 85c, Gr. 3. 419897. Richard Ames, Brighton, Grafsch. von Sussex, Matthew William Mills, Heywood, Grafsch. von Lancaster u. Joshua Bolton, Bury, Grafsch. von Lancaster, Engl.; Vertr.: Dr.-Ing. B. Monasch, Pat.-Anw., Leipzig. Vorrichtung zur Abwasserklärung mittels aktivierten Schlammes. 3. XI. 22. A 38749. Holland 4. X. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 38 vom 24. September 1925.

Kl. 5c, Gr. 1. 420116. August Simon, Beendorf b. Helmstedt. Verfahren zum Herstellen eines wasserdichten Anschlusses des Mauerwerks von Dämmen und Mauerungen an die Gebirgstöße in leicht wasserlöslichem Gebirge. 1. II. 24. S 64924.

Kl. 5c, Gr. 4. 420117. Hans Neubauer, Kamenné-Zehrevice b. Kladno, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Stern, Pat.-Anw., Essen. Verfahren zum Herstellen von Beton-Schachtauskleidungen. 11. XI. 22. N 21611. Tschechoslowakische Republik. 9. V. 22.

Kl. 19c, Gr. 10. 419862. Dipl.-Ing. W. Voigt, Leipzig-Schleußig, Stieglitzstr. 13. Fahrbarer Straßenaufreißer. 23. V. 23. V 18356.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 39 vom 1. Oktober 1925.

Kl. 5b, Gr. 12. 420227. Fritz Bredella, Kattowitzerhalde b. Kattowitz, O.-S.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin SW 57. Pfeilerrückbau. 10. II. 23. B 108315.

Kl. 5d, Gr. 7. 420228. Fa. Marienberger Eisenwerke A.-G., Marienberg b. M.-Ostrau; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Bergestützvorrichtung für Grubenhunte. 23. IV. 24. M 84675.

Kl. 37b, Gr. 3. 420257. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Häckel m. b. H., Saarbrücken. Mast aus gelenkig miteinander verbundenen Teilen. 14. III. 24. G 60954.

Kl. 84a, Gr. 2. 420332. Simon Koppenhofer, München, St. Emeran. Vorrichtung zum Bekleiden von Uferböschungen mit Beton. 3. IX. 21. K 79018.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Bau der Lidingö-Brücke bei Stockholm. Von Dr.-Ing. Schaper, mit 70 Textabb.. Berlin 1925, Verlag von W. Ernst & Sohn.

Die Fachwelt wird es mit Genugtuung begrüßen, daß die in der „Bautechnik" 1924/25 erfolgte Veröffentlichung im Sonderdruck erschienen ist. Es handelt sich um eine feste Brücke von rd 650 m gerader Länge und zwei etwa 90 m langen Anschlußkurven, deren größere Gründungstiefe 43 m unter Mittelwasser betrug. Dem deutschen Bauingenieur war es beschieden, die zur Ausführung gebrachte Lösung dieser ungewöhnlich schwierigen Bauaufgabe zu schaffen. Die Eisenbauanstalt Louis Eilers in Hannover und die Tiefbauunternehmung Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim haben das großartige Werk erdacht und vollbracht. Die Pfeiler sind auf über 35 m langen Pfählen von 93 cm Durchmesser gegründet, deren Eisenbetonmantel 8,5 cm stark war, und die sich auf der Sohle hohl einrammen ließen, so daß der Lehmkern mittels Luftstrahlpumpe dann entfernt und durch Beton ersetzt werden konnte. Die Pfeiler sind innerhalb eines über die Pfahlköpfe gesetzten Eisenbetonmantels betoniert und fertiggestellt. Der eiserne Überbau ist mit seiner Hauptöffnung von 140 m und einer Reihe von Nebenöffnungen von rd 50 bis 70 m Spannweite in seinen Einzelheiten recht bemerkenswert durchgebildet und der Einbau eingehend beschrieben, ebenso die von der M. A. N., Werk Gustavsburg, gelieferte Klappbrücke an der Stockholmer Seite. An der Lieferung der Überbauten war auch die Gutehoffnungshütte beteiligt. Alle technischen Einzelheiten sind ausführlich und klar dargestellt, besonders auch die Klappbrücke einschließlich aller maschinellen und Sicherheitseinrichtungen für die Bewegung. Das bedeutende Werk hat somit eine würdige und lehrreiche Darstellung erhalten, die für die Ingenieurwissenschaft von bleibendem Werte ist.

Möge es dem deutschen Brückenbau vergönnt sein, diesem von seinen besten Kräften geschaffenen Werk recht häufig ebenbürtige Leistungen folgen zu lassen, zur Erhaltung seines Ansehens in der Welt und zur Kräftigung der wirtschaftlichen Verhältnisse in Deutschland.

Karl Bernhard.

Die Eisenkonstruktionen. Von Dipl.-Ing. Professor L. Geusen, Dortmund. Ein Lehrbuch für Schule und Zeichentisch nebst einem Anhang mit Zahlentafeln zum Gebrauch beim Berechnen und Entwerfen eiserner Bauwerke. Vierte vermehrte und verbesserte Auflage mit 529 Textabbild. und 2 Tafeln. (317 S.) Verlag Julius Springer, Berlin 1925. Preis geb. 21,— GM.

Die vorliegende vierte Auflage des für die Benutzung auf Baugewerbeschulen verfaßten und dort bestens eingeführten Buches trägt im Abschnitte Eisenbahnbrücken den neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Reichsbahn Rechnung sowie allgemein den Arbeiten des Normenausschusses des V. D. I., letztere soweit es ohne vollkommene Änderung der Abbildungen möglich war (mit Recht!) Die Heranziehung der Normen hat sich jedoch leider nicht auf die „Bezeichnung" der Eisenarten ausgedehnt. Neu ausgebaut ist das Kapitel „Fachwerksmauern". Vielfach sind ältere Konstruktionen und Einzelheiten fortgelassen und durch neuere bessere ersetzt. In dieser Hinsicht hätte der Verfasser manchmal noch weiter gehen können; das exzentrische Federgelenk auf S. 24 ist veraltet. Ein besseres Beispiel zeigt die Ausbildung des betr. Punktes bei der Bahnhofshalle Cöln-Deutz; ebenso sind manche Knotenpunktausbildungen wegen der vieleckigen Form der Knotenbleche und der hierdurch bedingten vielen Schnitte nicht vollkommen einwandfrei. Auch könnten vielleicht in Zukunft die Holz-Eisen-Binder ganz entfallen, da ihre Anwendung überlebt ist. Diese an und für sich kleinen und unwesentlichen Ausstände sind aber naturgemäß für die Brauchbarkeit und Eignung des Buches für die Stellen und Kreise, an die es sich wendet, ohne besondere Bedeutung. Für diese ist es — namentlich in der neuen Form — ein wertvoller Ratgeber zum Studium der Grundlagen des Eisenbaus.

M. F.

Bauunfälle und deren Vermeidung. Von Prof. Dr.-Ing. Max Möller. Berlin 1925, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 1,— RM.

Es handelt sich um einen Sonderdruck aus „Beton und Eisen", Heft 4 und Heft 8, 1925. Besprochen werden auf 6 Seiten eine Anzahl Konstruktions- und Bauausführungsfehler, die im Beton- und Eisenbetonbau zu Unfällen geführt haben.

M. F.

Wie behebt man die Wohnungsnot? Wie belebt man die Wohnungsbauwirtschaft? Wie bewirkt man eine Wiederaufwertung? Vorschläge von Architekt B. D. A. Schluckebier, Mitglied des Preußischen Landtages, und Syndikus Dr. K. Mahler, Volkswirt R. D. V., Hagen i. W. Verlag B. D. A., Hagen i. W., Körnerstraße 20. Auslieferungsstelle für den Buchhandel: Johann André, Leipzig. Preis 1,— M.

Zu den brennenden Fragen der Wohnungsnot, Wohnungsbauwirtschaft und Aufwertung gibt die Schrift neue bemerkenswerte Vorschläge. Sie behandelt die Interessen der verschiedenen Berufsgruppen an diesen Fragen, wenn auch — wie dargelegt wird — diese Interessen einander widerstreitend sind. Die Verfasser weisen aus diesem Widerstreit einen gangbaren Weg, der die verschiedenen Interessen

zu befriedigen sucht und außerdem einen Plan für den Abbau der Zwangswirtschaft zeigt. Schließlich wird noch ein großzügiges Wohnungsbauprogramm aufgestellt. Allen Interessenten sei das Studium dieser Schrift empfohlen. M. F.

Über Kostenberechnung im Tiefbau unter besonderer Berücksichtigung größerer Erdarbeiten. Von Dr.-Ing. Heinrich Eckert. Verlag Julius Springer, Berlin 1925. 124 Seiten, 5 Abbildungen und 96 Tabellen. 6,— GM.; geb. 7,— GM.

Die Literatur über Preisberechnungswesen im Tiefbau ist nicht umfangreich. Sieht man von Osthoff-Scheck „Kostenberechnung für Ingenieurbauten" ab, das einer grundlegenden Durch- und Umarbeitung bedarf, um dem praktisch arbeitenden Ingenieur ein wirkliches Hilfsmittel zu werden, so sind es im wesentlichen die Arbeiten von Hugo Ritter „Kostenberechnung im Ingenieurbau", Rathjens „Erfahrungsergebnisse über Trockenbaggerbetriebe" und nach der maschinentechnischen Seite hin Garbotz' „Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen". Das Buch von Eckert führt die Preisberechnung einer maschinellen Erdbewegung in grundsätzlicher und grundlegender Weise durch und gibt zur Erläuterung Einzelbeispiele. Der Ermittlung der Preiselemente ist eine eingehende Untersuchung über die Leistungsfähigkeit der Geräte und damit den Gerätebedarf, über Abschreibung und Unterhaltung der Geräte, über den Bedarf an Betriebsstoffen zugrunde gelegt. Besondere Aufmerksamkeit hat der Verfasser der Frage der Linienführung der Betriebsbahnen gewidmet, wobei er die Arbeit des Wiener Professors Oerley über „Die maßgebende Arbeitshöhe der Eisenbahn" für die Bedürfnisse des Baubetriebes auswertet. Die gewählte Form des Unkostenzuschlags — übrigens im Rahmen des Werkes eine nebensächliche Frage — ist nicht immer üblich. Das Buch wird mit einer vertragspolitischen Auseinandersetzung eingeleitet; nichts kann die Forderung auf eingehende Unterteilung der Kostenanschläge und auf Unterlassung der Zusammenfassung nicht zusammengehöriger Arbeiten in Gesamtpositionen besser begründen als eine grundlegende Untersuchung über Preisberechnung, die ohne weiteres von dieser Unterteilung ausgehen muß und daher auch zu der vertragspolitischen Forderung führt. Das Buch ist eine außerordentlich wertvolle Bereicherung unserer Literatur über Preisberechnungswesen im Tiefbau.

Hans Schäfer, Düsseldorf.

Konstanz, seine baugeschichtliche und verkehrswirtschaftliche Entwickelung. Herausgegeben von Paul Motz Konstanz. Verlag Reuß und Itta, Konstanz 1925. Preis 6 RM.

Der Südostbadische Architekten- und Ingenieur-Verein Konstanz gibt anläßlich der Feier seines 50jährigen Bestehens einen ansehnlichen Band als Festschrift heraus, der sich mit der baugeschichtlichen und verkehrswirtschaftlichen Entwickelung der Stadt Konstanz befaßt. Die Schrift schließt sich in ihrem inneren Aufbau eng an die Bände an, die unter der Sammelbezeichnung Deutscher Städtebau erscheinen. Wie diese, so besteht auch das Werk aus zwanglos aneinander gereihten Aufsätzen verschiedenen Inhalts, die in innerem Zusammenhang miteinander stehen. Das rein Architektonische ist in mit reichlichem Bildermaterial und Plänen versehenen Abhandlungen von Baurat Eiermann, Reg.-Baumeister Motz und Baurat Reiser bearbeitet. Hierbei herrscht allerdings das Historische stark vor. Von besonderer Wichtigkeit, daher auch ausführlich behandelt, ist das Gebiet der baulichen Entwicklung der öffentlichen Bautätigkeit der Stadt Konstanz. Der Bauingenieur dürfte in den Abhandlungen über den Konstanzer Hafen von Prof. Dr. Fr. Hirsch, die Konstanzer Rheinbrücke einst und jetzt (Baurat Kleiner), die Bodenseeregulierung (Stadtoberbaurat Lutz), Wasserversorgung im Bodenseegebiet (Baurat Widmann) und Mittel-Thurgaubahn und deren Bau (Reg.-Baumstr. a. D. M. Vogler) allerhand Interessantes finden. Gühne.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Ortsgruppe Brandenburg.

Der 2. Vortrag in der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Brandenburg, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, veranstalteten Vortragsreihe über

„Wirtschaftlichkeit im Bauwesen"

wird am

Dienstag, den 3. November d. J., abends 7½ Uhr, im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (großer Saal) I. Stock

stattfinden. In Abänderung des ursprünglich vorgesehenen Themas wird an diesem Abend über

„Die Normung und Typisierung im Bauwesen und ihre Einführung in die Praxis"

verhandelt werden. Es werden sprechen: Herr Regierungsbaumeister Sander, Berlin, Geschäftsführer der Baunormung im Normen-Ausschuss der Deutschen Industrie, und Herr Regierungs- und Baurat Lübbert, Hannover, Geschäftsführer der Niedersächsischen Heimstätte. An die Vorträge wird sich eine Aussprache anschließen.

Gäste sind willkommen.

Der Vortragsabend über „Wie baut Amerika? Was können und sollen wir von ihm lernen?" wird verschoben und erst nach Weihnachten stattfinden.

Die weiteren Vortragsabende in diesem Jahr werden sein am

Dienstag, den 24. November d. J., 7½ Uhr, im Ingenieurhause

über

„Wie kann der Unterricht der Baugewerkschulen neben gründlicher Fachausbildung die Erziehung zum wirtschaftlichen Arbeiten vermitteln?"

gehalten von Herrn Oberstudiendirektor Peters, Berlin-Neukölln; und über

„Wie kann beim akademischen Studium der Bauwissenschaften der Notwendigkeit wirtschaftlicher Ausbildung Rechnung getragen werden?"

gehalten von Herrn Professor Janssen, Berlin-Wilmersdorf.

Weiter voraussichtlich am

Dienstag, den 1. Dezember d. J., 7½ Uhr, im Ingenieurhause

über

„Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe und die Einführung neuer Bauweisen für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten?"

und am

Montag, den 14. Dezember d. J., 7½ Uhr, im Ingenieurhause

über

„Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiter-Nachwuchs?"

Deutsche Bauingenieure im Ausland.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist bestrebt, denjenigen deutschen Bauingenieuren, die sich im Auslande eine Tätigkeit suchen mußten, als Sammelpunkt für die Aufrechterhaltung der wissenschaftlichen und fachlichen Beziehungen zur Heimat zu dienen. Bei der Gründung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist dies als wichtige Aufgabe für sie bezeichnet worden. Wir müssen leider beobachten, daß viele Herren, die im Auslande eine Stelle gefunden und früher der Gesellschaft angehört haben, keinerlei Nachricht geben. Wir bitten daher alle Mitglieder, die ins Ausland gehen, versichert zu sein, daß wir, so weit möglich, gern ihren besonderen Wünschen Rechnung tragen, um die Verbindung mit der Gesellschaft nicht zu lösen. Ebenso richten wir an unsere Mitglieder, deren Bekannte ins Ausland gehen, die Bitte, uns deren Namen mitzuteilen, damit wir sie für die Gesellschaft erhalten können, und somit dazu beitragen, die Zusammengehörigkeit zwischen dem deutschen Vaterlande und den ausgewanderten Deutschen zu pflegen.

Unbekannt verzogene Herren

mit der letzten, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen bekannten Anschrift.

Gesse, Hans, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Forbach (Baden), Talsperre. Grosse, Wilhelm, cand. ing., Karlsruhe (Baden), Kaiserstraße 39. Homann, Hans, cand. ing., Karlsruhe (Baden), Karlstr. 99. Horstmann, Erich, Dipl.-Ing., Düsseldorf, Friedrichstraße 30. Jaenichen, Paul, cand. ing., Dresden-Strehlen, Teplitzer Straße 16. Jochum, Georg, cand. ing., Karlsruhe (Baden), Georg-Friedrich-Str. 16. Kardamakis, E. Anthemios, Dr.-Ing., Köln, Hohenzollern-Ring 77. Kiessig, Friedrich, Dipl.-Ing., Essen, Bahnhofstr. 19. Kloskow, Fritz, cand. ing., Hannover, Am Judenkirchhof 9, I. Knoblauch, Adolf, Dipl.-Ing., Mannheim, Große Merselstr. 13. Scholl, Otto, Dipl.-Ing., Graz-Woltersdorf, Wanitsch Hildwerke.

Wir bitten uns dabei behilflich zu sein, die jetzt gültigen Anschriften zu ermitteln.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW. 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang | 6. November 1925 | Heft 31

BEZIEHUNGEN ZWISCHEN QUERSCHNITT UND WIDERSTANDSMOMENT VON EISERNEN TRAGWERKEN UND IHRE NUTZANWENDUNG FÜR VERGLEICHENDE MASSENBERECHNUNGEN.

Von Dr.-Ing. Ernst Thomsen, Lübeck.

Übersicht. Es werden Beziehungen zwischen Querschnitt und Widerstandsmoment verschiedener Arten eiserner Träger gesucht, die dann für vergleichende Massenberechnungen zusammengesetzter Eisenkonstruktionen benutzt werden.

Für alle durch reine Biegung beanspruchten eisernen Tragwerkteile ist die Grundformel der Berechnung bekanntlich $\sigma = \frac{M}{W}$. Das Moment M ergibt sich teils aus den äußeren Kräften, teils aus dem Eigengewicht, das von den noch zu ermittelnden Querschnitten abhängt. Jedenfalls wird zunächst das Widerstandsmoment W aus $\frac{M}{\sigma}$ gefunden. Aus W folgt der Querschnitt F, wodurch man dann die Grundlage für die Massenberechnung hat. Die Abhängigkeit F von W ist nun nicht ohne weiteres bekannt, sie wird meistens von Fall zu Fall ermittelt, hängt sie doch von der Wahl der möglichen Querschnittsformen ab und auch von der absoluten Größe der Zahlenwerte der zu übertragenden Kräfte. Und doch wäre es sehr erwünscht, diese Brücke mathematisch zu schlagen, da man dann erwarten kann, daß der Weg für die Beziehungen zwischen den die Hauptabmessungen und die Bauart ausdrückenden Kräften einerseits und den erforderlichen Querschnitten andererseits frei würde. Damit wäre eine vergleichende Massenberechnung weiteren Umfanges möglich, vorausgesetzt allerdings, daß das Ergebnis den praktischen Bedürfnissen entsprechend einfach genug ist.

Abb. 1a. Teilzeichnung zu Abb. 1 für kleinere Profile.

Trägt man zugehörige Werte von W und F für I NP in einem rechtwinkligen Koordinatenkreuz auf (s. Abb. 1) — W nach der x-Achse, F nach der y-Achse —, so entsteht als Verbindungslinie dieser Werte eine zur x-Achse erhabene Kurve. Für Zwischenwerte von W ist das zu wählende F stets dasjenige der nächsthöheren Profilnummer. Es entsteht also für die Darstellung der Abhängigkeit des zu wählenden F von W der in Abb. 1 dargestellte treppenartige Linienzug. Dieser Linienzug wird zunächst durch eine die Stufen ausgleichende Kurve zu ersetzen sein, deren mathematische Form dann zu suchen ist. Die ersetzende Kurve wird durch die Mitte der Treppenabsätze zu legen sein. Dann gleichen sich die Abweichungen der tatsächlich zu wählenden F-Werte von diesen Kurvenordinaten nach oben und unten aus.

Ein Versuch, diese Kurve durch eine Funktion von der Form $y = c_0 + c_1 x + c_2 x^2$ auszudrücken, bringt kein befriedigendes Ergebnis. In Abb. 1 und 1a sind zwei Kurven nach einer Gleichung dieser Art eingetragen, wobei beiläufig

Abb. 1. Abhängigkeit von Querschnitt (F) und Widerstandsmoment (W) bei I NP.

die Koeffizienten c_0, c_1 und c_2 so bestimmt sind, daß die Kurven durch die drei Tabellenwerte von F und W für I NP 16, 34 und 45 bezw. I NP 8, 34 und 50 festgelegt sind, und zwar unter Erhöhung der F-Werte um eine halbe Profilnummer gemäß obiger Darlegung. Die Darstellung in Abb. 1 und 1a zeigt, daß entweder bei den überschießenden oder den zwischenliegenden Kurvenstücken zu große Abweichungen von der zu ersetzenden Kurve bestehen.

Dagegen hat es sich herausgestellt, daß mit guter Annäherung die Potentialfunktion $y = k\,x^n$ geeignet ist, die Abhängigkeit von W und F bei deutschen Normalprofilen darzustellen, also

$$F = k\,W^n. \tag{1}$$

Jede Potentialfunktion $y = k\,x^n$ hat mit $n > 0$ und $n < 1$ eine nach der x-Achse erhabene Form (positiver Ast, wenn k und x positiv sind). Mit $n = 1$ ist sie eine Gerade durch den Nullpunkt, mit $n < 1$ hat sie eine nach der y-Achse erhabene Form.

Aus zwei Werten W und F nach den Profiltabellen für deutsche normale I-Träger ergeben sich zwei Bedingungsgleichungen für n und k. Es ist

$$n = \frac{\log F_2 - \log F_1}{\log W_2 - \log W_1}$$

und $k = \frac{F_1}{W_1^{\,n}}$ bzw. $\frac{F_2}{W_2^{\,n}}$.

Man findet bei Zugrundelegung der Werte W für I NP 45 und 16 mit F für eine halbe Profilnummer höher:

$$F = 1{,}07\,W^{0{,}653} \tag{2}$$

Die Kurve nach Gl. (2) ist in Abb. 1 und 1a eingetragen. Man erkennt, daß sie sich auf der ganzen Strecke von I NP 8 bis I NP 55 der Mittellinie des Treppenzuges gut anschmiegt und

sich jedenfalls immer innerhalb der oberen und unteren Umgrenzenden des treppenförmigen Linienzuges hält.

Die Gl. (1) lautet in logarithmischer Form

$$\log F = \log k + n \log W,$$

d. h. sie ist im logarithmischen Maßstab im rechtwinkligen Koordinatenkreuz eine Gerade, die auf der y-Achse den Wert k abschneidet und die Neigung n zur x-Achse hat, wenn man die W-Werte nach der x-Achse und die F-Werte nach der y-Achse orientiert. Durch Auftragen der Logarithmen zugeordneter Werte von W und F der I NP in dieses Koordinatenkreuz (siehe Abb. 2) erkennt man, daß sich die Punkte um die Gerade $F = \log 1{,}07 + 0{,}653 \log W$ gruppieren, und findet bestätigt, daß die Abweichungen so gering sind, daß diese Formel eine sehr gute Anpassung gibt.

Abb. 2. Abhängigkeit von Querschnitt (F) und Widerstandsmoment (W) bei verschiedenen Querschnittsformen, dargestellt im logarithmischen Maßstab.

Eine wesentliche Vereinfachung für den praktischen Gebrauch besonders mit dem Rechenschieber wäre es, wenn der Exponent $n = {}^2/_3$ wäre, eine Zahl, die der vorhin ermittelten Zahl 0,653 ja nahe ist. Versucht man in Abb. 2 eine Gerade mit der Neigung $n = {}^2/_3$ als mittlere Linie für I NP einzutragen, so findet man eine Gerade durch den Nullpunkt, die auch noch einen guten Annäherungswert gibt, wie ein Blick auf die Abb. 2 zeigt.

Die Formel lautet also:

$$F = W^{2/3} \tag{3}$$

Weiter sind in Abb. 2 zugeordnete Werte für W und F der breitflanschigen I-Träger eingetragen (Diff.). Diese Punkte liegen entsprechend den höheren Gewichten oberhalb der Linie für I NP-Träger, solange der Zahlenbereich der letzteren geht. Über den Zahlenbereich der I NP hinaus sinken sie unter diese Linie. Bei ganz hohen Profilen der breitflanschigen Träger beträgt die Abweichung bis zu 10 % gegenüber der Linie nach Gl. (2) und bis zu 20 % der Näherungsgleichung (3). Diese Abweichung wird aber durch die Überpreise, die bei diesen zu zahlen sind, für die Kostenberechnung geringer sein, so daß man auch für breitflanschige Träger oberhalb des Zahlenbereichs für I NP näherungsweise Gl. (3) zugrundelegen kann. Hierdurch gewinnt man für die praktische Rechnung die wesentliche Vereinfachung, beide Trägersorten zusammengefaßt zu haben. Voraussetzung ist dann immer, daß I NP angewendet werden, solange hierfür das erforderliche Widerstandsmoment ausreicht. Will man nur breitflanschige Träger verwenden, so kann man, um die Abhängigkeit von W und F festzulegen, nach Abb. 2 als Ort zugeordneter Punkte mit größerer Genauigkeit eine Gerade zeichnen, deren Gleichung nach der Ablesung lautet:

$$F = 1{,}9\, W^{0{,}59} \tag{4}$$

Geht man bei Blechträgern auch den Beziehungen zwischen W und F nach, so bietet die von Vianello („Der Eisenbau") angegebene Gewichtsformel für Blechträger bis 1 m Trägerhöhe

$$g = \frac{1}{3}\left(\delta h + \frac{7\,W}{h}\right)$$

wo δ die Stehblechstärke, h die Trägerhöhe bedeutet, einen Fingerzeig. Als praktisch vorteilhafte Höhe gibt er a. a. O. außerdem an $h = 1{,}2 \cdot \sqrt{\frac{W}{\delta}}$. Schlägt man das Gewicht für Aussteifungen hinzu und setzt $\delta = 1$ cm, so ergibt sich unter Fortlassung der Zwischenrechnung:

$$F = 3{,}1\, W^{1/2}, \tag{5}$$

also auch eine Potentialgleichung, die sich im logarithmischen Maßstab ebenfalls als Gerade darstellt (siehe Abb. 2). Für Blechträger über 1 m Trägerhöhe gibt Vianello die Gewichtsformel an:

$$g = 0{,}45\, \delta h + \frac{2\,W}{h}.$$

Diese führt in gleicher Weise wie vorhin entwickelt zu

$$F = 2{,}95\, W^{1/2}. \tag{5a}$$

Man sieht aus Abb. 2, daß Gl. (5) etwa bei $W = 1000\ cm^3$ die gleichen Werte für F ergibt wie **I** NP. Für höhere Werte wird der Blechträger, für niedrigere der normale **I**-Träger bezüglich des Gewichtes günstiger.

Als dritte Gruppe Träger sind die Fachwerkträger zu untersuchen. Bekannt ist die Berechnung des Gewichts eines Fachwerkträgers aus dem theoretischen Gewicht der Stäbe in Verbindung mit der Bauziffer. Die Ergebnisse wären aber wegen der Umständlichkeit der Formel nur auf dem Umwege über zeichnerisch ermittelte Ersatzkurven und Zuhilfenahme von Vereinfachungen zu durchsichtigen Vergleichsrechnungen zu gebrauchen.

Hier wird ein anderer Weg eingeschlagen. Nach der obigen Gewichtsformel von Vianello gibt es eine bestimmte Trägerhöhe, bei der g zu einem Kleinstwert wird. Die sich hiernach ergebenden Trägerhöhen sind für die Praxis im allgemeinen zu hoch. Die vorhin angegebene praktisch vorteilhafte Höhe berücksichtigt diesen Umstand. Der Grenzwert von g bietet aber als Ausgangspunkt für die Gewichtsermittlung von Fachwerkträgern eine geeignete Grundlage, wobei allerdings die Einschränkung gemacht wird, daß es sich um Fachwerkträger handelt, wie sie im Hochbau vornehmlich vorkommen. Diese Arten Fachwerkträger sollen also als Vollwandträger mit ungewöhnlich hoher Trägerhöhe aufgefaßt werden. Da sie außerdem so ausgeführt werden können, daß die Querschnitte annähernd gleiche Spannung enthalten, so soll jeder Querschnitt dieses „Ersatzträgers" mit gleichem Widerstand gegen Biegung gedacht sein. Die Ausgangsgleichung von Vianello lautet für hohe Träger:

$$g = 0{,}45\ \delta\ h + \frac{2\ W}{h}.$$

Es dürfte hier zweckmäßig sein, die Stehblechhöhe geringer als bei wirklichen Blechträgern einzusetzen, etwa $\delta = 0{,}8$ cm. Dann ergibt sich unter Berücksichtigung von Aussteifungswinkeln mit der Beziehung g_{min} für $\frac{d\,g}{d\,h} = 0$:

$$F = 2{,}42\ W^{1/2} \qquad (6)$$

also wieder eine Potentialgleichung, die sich im logarithmischen Maßstabe als Gerade darstellt und die in Abb. 2 ebenfalls eingetragen ist.

Beim Vergleich der Kosten von Walz-, Blech- und Fachwerkträgern müssen selbstverständlich dann noch die verschiedenen Einheitspreise berücksichtigt werden.

Alle betrachteten Trägerarten — und damit sind die wichtigsten erschöpft — folgen also der Gleichung $F = kW^n$.

Die Koeffizienten k und n waren für das cm als Maßeinheit festgestellt. Für die praktische Rechnung ist meistens das m als Maßeinheit geeignet. Dann wird sich der Faktor k ändern in

$$k_1 = \frac{\left(\frac{F}{100^2}\right)}{\left(\frac{W}{100^3}\right)} = k\ 100^{3n-2}.$$

Bei $n = {}^2/_3$ ist $k_1 = k$, bei $n = {}^1/_2$ ist $k_1 = \frac{k}{10}$.

Abb. 3. Abhängigkeit von Querschnitt (F) und Trägheitsmoment (J) bei verschiedenen Querschnittsformen, dargestellt im logarithmischen Maßstab.

Beiläufig sei erwähnt, daß auch für die Beziehung zwischen Trägheitsmoment und Querschnitt eiserner Tragwerksteile die Gleichung $y = k\,x^n$, also $F = k_i\,J^{n_i}$, sehr geeignet ist, diese Abhängigkeit auszudrücken. Hier seien einige gefundene Werte mitgeteilt (s. auch Abb. 3):

2 Winkeleisen (Form ˥˥)	. . . .	$F = 2{,}2\ J^{1/2}$
2 „ („ ┘┌)	. . . .	$F = 1{,}75\ J^{1/2}$
2 **I** NP („ **I I**)	. . . .	$F = 1{,}4\ J^{0{,}47}$
	angenähert	$F = 1{,}15\ J^{1/2}$
2 **[** NP („]**[**)	. . . .	$F = 2{,}65\ J^{0{,}40}$
1 Diff. **I** bis Nr. 30 („ **I**)	. . . .	$F = 2{,}65\ J^{0{,}46}$

Ein bestimmtes Beispiel für die Nutzanwendung des Gegebenen sei hier angefügt.

Gesucht sei das Gewicht einer regelmäßigen eisernen Trägerdecke. Es bezeichne λ die Entfernung der Deckenträger voneinander in m, f die Entfernung der Unterzüge in m, p die Nutzlast der Decke in t/m^2, q das Eigengewicht der Decke in

t/m^2, g das Eigengewicht der eisernen Tragkonstruktion in t/m^2, Indices 1 und 2 für Deckenträger bzw. Unterzüge. Es ist

$$M_1 = (p + q + g)\,\lambda\,\frac{f^2}{8}$$

$$M_2 = (p + q + g)\,f\,\frac{l^2}{8}.$$ Aus Gl (1) folgt ferner:

$$g = \gamma\,k\,W^n.$$

Dann ist

$$g = \frac{\gamma\,k_1}{\lambda\,\sigma^{n_1}} \cdot \left[(p + q + g)\,\gamma\,\frac{f^2}{8}\right]^{n_1} + \frac{\gamma\,k_2}{f\,\sigma^{n_2}}\left[(p + q + g)\,f\,\frac{l^2}{8}\right]^{n_2}$$

und bei gleichen Trägersorten $n = n_1 = n_2$, $k = k_1 = k_2$:

$$(7) \qquad g = \frac{\gamma\,k}{(8\,\sigma)^n}\,(p + q + g)^n \cdot [f^{2n}\,\lambda^{n-1} + f^{n-1}\,l^{2n}]$$

Der Wert in der eckigen Klammer gibt den mathematischen Ausdruck für die Abhängigkeit der Gewichte von den Hauptabmessungen an. Mit $\gamma = 7{,}85$ t/m^3 für Eisen, $k = 1$ und $n = 2/3$ für I NP sowie $\sigma = 12\,000$ t/m^2 als zulässige Beanspruchung erhält man das Gewicht für 1 m^2 Grundfläche zu

$$g = \frac{3{,}74}{1000}\,(p + q + g)^{2/3}\left[\frac{f^{4/3}}{\lambda^{1/3}} + \frac{l^{4/3}}{f^{1/3}}\right].$$

Das geringste Gewicht erhält man bei veränderlicher Feldweite f aus $\frac{\delta[\,]}{\delta f} = 0$, wo [ ] der Wert der eckigen Klammer ist, bei $f = \frac{l^{4/5}\,\lambda^{1/5}}{2{,}3}$.

In der rechten Seite der Gl. (7) steckt noch der gesuchte Wert g. Bei der vorhin vorgenommenen Differentiation wurde g schon stillschweigend als unveränderlich angenommen. Löst man Gl. (7) nach g auf, so erhält man einen Wert, der Gl. (7) enthält mit einem umständlichen Koeffizienten, der in allen praktisch vorkommenden Fällen höchstens 5 % größer als 1 ist. Es genügt anstatt dessen einen festen Zuschlag zu machen, wobei dann auch noch die Anschlußwinkel berücksichtigt werden können.

Die vorgeschlagenen Untersuchungen sollen keinen Ersatz für Gewichtsberechnungen nach wirklichen Abmessungen bilden. Infolge ihrer Entwicklungen und notgedrungen schematischer Berücksichtigung von Einzelheiten der Konstruktion wird man nicht erwarten dürfen, dieses vielgestaltige Gebiet so in eine Formel pressen zu können, daß ganz genaue Endwerte daraus entspringen. Was sie aber leisten können, ist eine durchsichtige Vergleichsrechnung, wie sich verschiedene Bauentwürfe bezüglich der reinen Baukosten zueinander verhalten und welchen Einfluß Änderungen in den Maßen haben.

DER WETTBEWERB UM DEN ENTWURF DER FRIEDRICH-EBERT-BRÜCKE ÜBER DEN NECKAR IN MANNHEIM.

Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin.

(Fortsetzung von S. 882.)

Abb. 17. Ansicht bzw. Längenschnitt.

Abb. 18. Grundriß.

2. Kennwort: „Freier Uferblick", zweiter Preis.

Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg.
Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.
Architekt Karl Wiener, Mannheim.

In ingenieurtechnischer Hinsicht kann man mit Rücksicht auf die gleichen Verfasser den Entwurf als eine Nebenlösung zu dem mit dem ersten Preise gekrönten ansprechen. Ja, man kann sogar die Ansicht vertreten, daß sie die Hauptlösung in mancher Hinsicht übertrifft. Auch hier sind die vorgeschriebenen Höhenverhältnisse genau eingehalten und die Lagerstühle auf dem Mittelpfeiler sogar völlig hochwasserfrei gehalten. Die allgemeine Anordnung geht aus den Abb. 17 u. 18 klar hervor.

Bei den verhältnismäßig kleinen Stützweiten des Neckars ist eine Hängebrücke wie bei Köln als unwirtschaftlich und aus örtlichen Gründen mit Rücksicht auf die Wiederholung der allgemeinen Form der die Vorherrschaft im Städtebild zu lassenden Friedrichs-Brücke vermieden. Statt dessen ist ein Bogen über der Mittelöffnung als Kennzeichen für die stromauf gelegene neue Brücke als in hohem Maße schönheitlich befriedigend anzusehen. Das schöne Bild einer knapp umrissenen Form ist noch dadurch erreicht, daß der obere Verband der beiden über die Fahrbahn emporsteigenden 13,30 m von einander abstehenden Bögen nur durch zwei Querriegel bewirkt wird, so daß auch schräg gesehen sich eine klare und übersichtliche Brückengestalt ergibt. Die Hauptöffnung von 102,96 m Stützweite ist durch vollwandige Bögen von $^1/_8$ Stich mit in die 47,52 weiten Seitenöffnungen um eine Feldweite von 7,92 m (L = 25.7,92 = 198 m) überkragenden Armen überspannt und durch Zugbänder in der Fahrbahn äußerlich statisch bestimmt gemacht. Auf die Kragenden stützen sich 39,6 m weit gespannte Blechbalken als Schleppträger. Wie beim Entwurf „Flachbrücke" stellt sich das Haupttragwerk der

Abb. 19.

Abb. 20. Hauptträger mit Zugbandanschluß, Stützpunkt und Kragarm.

Seitenöffnungen als doppelwandige Blechträger dar, deren Untergurt vom Stützpunkt auf den Mittelpfeilern leicht bis zum Kragende ansteigend parallel unter der Fahrbahn verläuft, deren Obergurt jedoch in Brüstungshöhe über der Fahrbahn liegt und somit Gehweg und Fahrbahn in den Seitenöffnungen völlig trennt. In der Mittelöffnung dagegen ist im Gegensatz zur „Flachbrücke" eine Trennung nur durch die in Feldpunkten errichteten Hängepfosten vorhanden, welche die Feldlasten der Fahrbahn an die Bögen abgeben, also der Querverkehr hier nicht ausgeschlossen. Abb. 19, 20 u. 21 zeigen die Ausbildung des Überbaus in seinen wesentlichen Einzelheiten. Die obengenannten Querriegel bilden mit den Hängepfosten und Querträgern steife Vollrahmen. Im übrigen sind für die Quersteifigkeit oben offene Halbrahmen vorhanden. Der unten offene und zugängliche Kastenquerschnitt der Hauptträger hat im Bogenscheitel 2 m, über den Mittelstützen 3,843 und in den Seitenöffnungen 3,3 m Stehblechhöhe. Diese Abmessungen sind auch vom schönheitlichen Standpunkte recht annehmbar, obwohl ich eine Auflösung der Vollwand in Fachwerk für die in die Luft ragenden Teile für leichter und schöner wirkend halte, wie es bei der von mir vor 25 Jahren erbauten Treskowbrücke in Berlin geschehen ist, wo zum ersten Male wie hier die Überführung des Mittelbogens in das unter der Fahrbahn liegende Tragwerk der Seitenöffnungen zu durchlaufenden Trägern ausgeführt worden ist und die noch heute, ebenso wie die von mir entworfene Havelbrücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße in Berlin, dieser Anordnung ihre schönheitliche Gesamtwirkung verdanken.

Da beim Entwurf „Freier Uferblick" die für den heutigen Straßenverkehr notwendige Übersicht von der Brücke auf die Ufer genau so gesichert ist wie beim Entwurf „Flachbrücke", hingegen die Absperrung der Fußwege sich nur auf die Seitenöffnungen erstreckt, da ferner der Durchblick in der Mittelöffnung freier ist und die ganze Brückengestalt einprägsamer, die Stromöffnung betonender sich im Stadtbild darbietet, wäre es wohl zu prüfen, ob nicht diese Bauart allen Ansprüchen besser entspräche als die „Flachbrücke". Zugunsten dieser Lösung spricht auch die geringere Durchbiegung.

Fahrbahn. Über die Fahrbahnausbildung ist im Vergleich zur „Flachbrücke" nicht viel hinzuzufügen. Die Eisenbetonplatte von 17,5 cm Stärke in den Feldmitten und 22,5 cm Stärke über den Längsträgern ist als durchlaufend über den Längsträgern berechnet für $\sigma_b = 35$ kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm². Während in den Seitenöffnungen die Fahrbahnplatte fast genau in der Höhe der neutralen Schicht der Hauptträger liegt, also von Nebenspannungen ziemlich frei bleibt, ist in der Mittelöffnung darauf Rücksicht genommen, daß das Zugband und die Fahrbahnplatte möglichst nicht aufeinander einwirken und zu dem Zwecke das Zugband nur durch elastische Bänder am Querträger aufgehängt ist, welche keine Längskräfte aufnehmen; außerdem sind mehrere Trennungsfugen der Fahrbahnplatte und Fahrbahngruppe in der Querrichtung vorgesehen. Die Windkräfte werden durch die Querträger mittels seitlicher Anschläge in die untere Verspannung geleitet. Um die Fahrbahn in der Längsrichtung festzuhalten, ist bei den Ausgleichfugen ein Querträger auch in der Längsrichtung gegen das Zugband festgelegt.

Statisches. Als Baustoff ist auch hier hochwertiger Baustahl von 48 bis 58 kg/mm² Festigkeit vorgesehen. Das größte Stützenmoment beträgt 6268 mt, das $W_{vorh.} = 346\,000$ cm² und $\sigma = 1810$ kg/cm², im Bogenscheitel $M = +1870$ mt oben und 4146 mt unten; $\sigma = 1790$ kg/cm². Das Zugband ist für 1940 t ausgebildet, wovon 1167 t allein auf die ständige Last entfallen; $\sigma = 1{,}85$ t/cm². Von besonderer Wichtigkeit bei diesem Entwurf ist die Durchbiegung, welche sich erheblich günstiger stellt als beim Entwurf „Flachbrücke". Sie beträgt für den Bogen $^1/_{1600}$, für die Seitenöffnungen $^1/_{1200}$, bei jenem dagegen $^1/_{800}$. Das ist ein weiterer Vorzug. Die Stadtbrückenbauer sollten nicht vergessen, daß entsprechend der Nachgiebigkeit sich auch die Schwingungen verhalten und nichts auf den Fußgänger beruhigender wirkt, als wenn diese einen möglichst kleinen Wert haben. Starke Durchbiegungen und Schwingungen beeinträchtigen die Schönheit und den Wert der eisernen Brücken zugunsten der Eisenbetonbauarten, sie bilden außerdem nach meinen Beobachtungen Gegenstand dauernden Tadels der Öffentlichkeit gegen das Stadtbauamt.

Was den Unterbau betrifft, so ist bezüglich der Fundierungsart keine wesentliche Abweichung von dem Entwurfe „Flachbrücke" hervorzuheben. An den weniger beanspruchten Stellen der Mittelpfeiler sind durch die Decke des Senkkastens, Seiten- und Zwischenwände Zellen gebildet, welche mit dem Aushub aus dem Arbeitsraum der Druckluftgründung angefüllt werden sollen. Es erscheint ratsam, den Aushub mit etwas Zement in Magerbeton, d. h. in einen besseren nicht viel teueren Baukörper umzuwandeln, da, wie hiergegen mit Recht im Erläuterungsbericht zur „Flachbrücke" gesagt ist, besserer Widerstand gegen die dynamischen Wirkungen des Hochwassers herbeigeführt wird. Loser Kies im geschlossenen Bauteil ist ein Fremdkörper, vor dem ich jeden Bauingenieur warnen möchte.

Abb. 21. Schnitt über dem Pfeiler.

3. Kennwort: „Bonito", angekauft.

Verfasser: Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten A.-G., Dortmunder Union in Dortmund, Ed. Züblin & Co. A.-G., Stuttgart, Architekten Dipl.-Ing. Seytter und Dipl.-Ing. Schumacher, Stuttgart.

Der Entwurf weicht von der durch die Wettbewerbsbedingungen erwünschten Höhenlage durch Hebung des Brückenscheitels um 63 cm ab, wodurch die größte Steigung 1:60 erreicht wird, was nachträglich vom Preisgericht als zulässig erachtet worden ist. Stillschweigend hat das Preisgericht den Stützenabstand der Mittelöffnung von 80 m zugelassen, obwohl

bedingungsgemäß die Entfernung der Mittelpfeiler mindestens 80 m betragen soll, womit doch zweifellos die lichte Entfernung gemeint ist, die hier nur 77 m beträgt. Als Hauptträger sind völlig unter der Fahrbahn liegende vollwandige Blechträger gewählt, deren Stehblechhöhe zwischen 2,5 und 3,8 m (s. Abb. 22) wechselt. Bis zu 3 m Höhe sind die Blechstärken 10 mm, darüber 12 mm stark und der statische Nachweis geführt, daß sie gegen Ausknicken genügend gesichert sind. Diese Blechträger, wie Abbildung 23 und 24 zeigen, laufen als 12 Hauptträger über 3 Öffnungen von 58,5 m, 80 m, 58,50 m Stützweite durch. In der Mittelöffnung haben die Hauptträger in einem Abstande von 26 m zwei Gelenke, welche nach Fertigstellung der Fahrbahn geschlossen werden sollen, um eine möglichst kleine Durchbiegung unter der Verkehrslast zu erzielen. Die Hauptträger sind in Abständen von 6 m durch Querverbände

Abb. 22. Ansicht.

Abb. 23. Querschnitt durch die Seitenöffnung.

Abb. 24. Querschnitt durch die Mittelöffnung.

miteinander verbunden, um eine gleichmäßige Durchbiegung zu erzwingen und die Seitenkräfte auf den in der Untergurthöhe angeordneten Windverband zu übertragen. Bei Ausführung in normalem Flußstahl St. 37 beträgt die Durchbiegung

Abb. 25. Pfeilergrundriß.

Abb. 26. Pfeilerquerschnitt.

der Mittelöffnung 88 mm, also etwa $^1/_{900}$ der Stützweite (bei St. 48: $^1/_{700}$).

Das ist natürlich, wie oben bereits erörtert, zulässig und bei der gewählten Anordnung der Hauptträger in der Mittelöffnung ganz unter der Fahrbahn nicht zu ermäßigen. Hier kommt dies aber weniger in Betracht, da die Fußwegträge[r] und Fahrbahnträger (s. Abb. 23 und 24) völlig von einande[r] getrennt sind, so daß die Fußgänger die Verkehrserschütterunge[n] nicht empfinden. Für die Wahl einer größeren Zahl von Haupt[-]trägern wird in beachtenswerter Weise als weiterer Vorzu[g] geltend gemacht, daß auch eine spätere Verbreiterung de[r] Brücke leicht durchgeführt werden kann in der Weise, da[ß] man die zwei Fußweghauptträger nach außen rückt und neu[e] Fahrbahnträger einschaltet. Auch die gute Zugänglichkei[t] aller Eisenteile unter der Fahrbahn und die Entbehrlichkeit de[s] Brückenbesichtigungswagens begründet weiter die Anordnun[g] der vielen Hauptträger, welche wegen der großen Unterhaltungs[-]kosten vom Preisgericht als „Schwäche des Entwurfs" bezeichne[t] ist. Diesem Einwand wird entgegengestellt, daß auf Grun[d] einer der statischen Berechnung beigefügten Anstrichflächen[-]berechnung (24 650 m²) die Anstrichfläche nicht viel größer is[t] als bei anderen Bauarten. Unbeachtet und von größter Wich[-]tigkeit erscheint mir jedoch, daß, wie aus der Zusammenstellun[g] auf S. 834 hervorgeht, dem Entwurf ein bindendes Angebo[t] zugrunde liegt, welches das zweitbilligste des ganzen Wett[-]bewerbes ist und rd. 16 % billiger als „Flachbrücke". Vo[n] großem wirtschaftlichen Interesse — und das ist heute dringen[-]der als alles andere — wäre es gewesen, wenn, wie beim Wett[-]bewerb 1901, genaue Aufklärung über den Gewichtsbedar[f] des Vergleiches wegen hätte gegeben werden können. Das wa[r] leider durch das 1925 eingeschlagene Verfahren nicht zu er[-]reichen. In dieser Hinsicht haben die Verfasser mit Rech[t] bemerkt, daß mit etwas weniger Hauptträgern als 12 sich da[s] Gewicht noch etwas herabmindern läßt; in die Kostenberechnun[g] ist jedoch das Gewicht für die 12 Hauptträger eingesetzt. Die Fahrbahn ist in den Seitenöffnungen eine Betonplatte (s. Abb. 23) und in der Mittelöffnung die leichtere Abdeckung mit Belageisen (s. Abb. 24) vorgezogen, was statisch sich vorteilhaft auswirkt. Die Behauptung des Preisgerichts, dies sei „unzweckmäßig", muß ich nach meinen Erfahrungen als unzutreffend bezeichnen. Als unzweckmäßig erkenne ich wohl zweierlei Pflasterungsarten in den verschiedenen Öffnungen einer Brücke aus Unterhaltungsgründen an, aber gegen die

Abb. 27. Montagevorgang.

Abb. 28. Ansicht.

verschiedene Bauart der das Pflaster tragenden Decken läßt sich nichts einwenden.

Für die Unterbauten der Brücke ist eine Brunnengründung mit Wasserhaltung vorgesehen (s. Abb. 25 u. 26). Der Grundwasserspiegel soll gesenkt, d. h. die Senkkästen im Trockenen

Abb. 30. Längenschnitt in der Brückenachse.

Abb. 29. Querschnitt durch die Brückenmitte.

Abb. 31. Querschnitt durch den Ballast.

Abb. 32. Aufsicht.

Abb. 30—32. Einspannung am rechten Landpfeiler.

niedergebracht werden. Nur bei stärkerem Wasserandrang soll die Möglichkeit vorbereitet sein, zur Druckluftgründung überzugeben. Die einfache Aufstellung der Brückenträger ist in Abb. 27 dargestellt. Besondere architektonische Aufbauten sind für das einfache klare Bild der Brücke nicht vorgesehen (s. Abb. 6). Für diesen Entwurf fallen im allgemeinen die Vorteile ins Gewicht, welche auch an dem Entwurf „Flachbrücke" mit dem ersten Preise erkannt worden sind. Der angekaufte Entwurf und das Angebot hätten wohl verdient, dem ersten Preise nähergerückt zu werden.

4. Entwürfe: „Blechbogen" und „Freie Fahrbahn".

Verfasser: A.-G. für Eisenindustrie und Brückenbau vorm. H. Harkort in Duisburg und Ph. Holzmann A.-G., Frankfurt a. M.

Der erste Entwurf (s. Abb. 28) löst das Problem, die Mittelöffnung von 100 m mit Tragwerk aus zwei Blechbogen über der Fahrbahn mit Zugband unter der Fahrbahn zu überspannen in der Weise, daß er nicht nur Auskragungen von dem Mitteltragwerk aus unter der Fahrbahn, sondern auch von den Endpfeilern aus anordnet, so daß die eingehängten Träger der Seitenöffnungen nur 32,30 m Spannweite haben bei 48,80 m Gesamtweite der Seitenöffnungen. Eigenartig ist also der Hauptträger, welcher am Pfeiler eingespannt ist und mit 8,25 m in die Seitenöffnung überkragt, was im „Verzeichnis" des Tiefbauamtes übersehen ist. Die Abb. 30 bis 34 zeigen den beachtenswerten Vorschlag in seiner Bearbeitung durch zwei Lösungen. Die Höhenlage der Fahrbahn entspricht genau den Bedingungen. Die Hauptträger sind in unten offenem Kastenquerschnitt ausgebildet, dessen lichte Innenweite 600 mm beträgt. Die Blechhöhen wechseln beim Bogen von 3,65 m am Pfeiler bis 2 m im Scheitel. In den Seitenöffnungen ist die Blechhöhe 2,50 m. Die Fahrbahn ruht auf Tonnenblechen. Abb. 27 und 28 zeigen, daß diese Bauart eine ansprechende und zweckmäßige Lösung gefunden hat. In dem zweiten Entwurf „Freie Fahrbahn" sind die Mittelpfeiler auf 82,20 m näher aneinander gerückt und der Brückenscheitel um 24 cm gehoben. Der Überbau ist aus zwei vollwandigen Kastenträgern außerhalb der ganzen Brückenbahn, und zwar als Gerberbalken mit eingehängtem Mittelstück gebildet (vgl. Abbildung 35). Die Träger der Seitenöffnungen von 57,59 m Weite kragen 13,905 in die Mittelöffnung, so daß das eingehängte Mittelstück 54,39 Stützweite hat. Die normale Höhe des Hauptträgerstehbleches ist 3,60 m und steigt bis auf 4,80 m Höhe. Die Stehbleche haben in halber Höhe einen Längsstoß erhalten. Die Obergurte ragen 1,05 m über den Gehweg (s. Abb. 36), die Hauptträger sind also zugleich Geländer. Als Baustoff dient St. 48. Die Gesamtdurchbiegung in Brückenmitte beträgt 9,5 cm, d. h. $^1/_{870}$ der mittleren Stützweite. Der bekriechbare Raum für die Starkstromleitungen ist ebenso auch beim anderen Entwurf in den Querträgern nicht durchgeführt, was den Bedingungen nicht entspricht. Im übrigen ist auch dieser Entwurf sowohl in seiner Gesamterscheinung als auch in den Einzelheiten eine hervorragende Leistung und ist kaum 5 vH teurer als der erstere, was wohl auf den Mehrbedarf an Eisen zurückzuführen ist.

Abb. 36. Querschnitt „Freie Fahrbahn".

Abb. 33 u. 34. Zweiter Vorschlag für die Einspannung.

Abb. 35. Ansicht „Freie Fahrbahn".

(Fortsetzung folgt.)

KRITISCHE BETRACHTUNGEN ZU DEN BESTIMMUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON VOM SEPTEMBER 1925.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Fast 10 Jahre nach den letzten amtlichen Bestimmungen für die Ausführung und Berechnung von Beton- und Eisenbetonbauten vom Jahre 1916 erscheinen die neuen Vorschriften. Sie wurden diesmal durch den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton herausgegeben, der Vertreter der Staaten, der wirtschaftlichen Verbände und verschiedener Institute in einen großen Ausschuß zusammenberief. Die Einzelfragen wurden in kleineren Arbeitsausschüssen beraten, und in der Regel sind wohl die dort ausgearbeiteten Vorschläge in die Vorschriften aufgenommen worden.

Die Frage liegt nahe, ob die neuen Vorschriften einen Fortschritt gegen früher bedeuten, und ob sie alle wissenschaftlichen Erkenntnisse und Erfahrungen der letzten Jahre berücksichtigt haben oder nicht.

Fragen wir uns nach dem Sinn amtlicher Vorschriften, so ist das am weitesten gesteckte Ziel, die Sicherheit des Bauwerks zu gewährleisten. Man wird durch keine Vorschrift verhindern können, daß bei unsachgemäßer Behandlung des Bauwerks oder bei Ausführung durch ungenügend vorgebildete und geschulte Fachleute Unglücksfälle sich ereignen. Vorschriften stellen daher Richtlinien dar, die für die große Menge von Fachleuten bestimmt sind, die aber den auf festerer Grundlage stehenden Fachmann nicht zu sehr einengen sollten. Es gibt indessen nicht wenige Fragen im Eisenbetonbau, die von der Art der Behandlung durch den projektierenden oder ausführenden Ingenieur abhängen.

Die Vorschriften bedeuten m. E. nicht in allen einzelnen Teilen einen Fortschritt gegen früher. Im folgenden möchte ich in der Reihenfolge wie in den Bestimmungen auf verschiedene Fragen des näheren eingehen.

Eingangs werden einheitliche Bezeichnungen im Eisenbetonbau vorgeschlagen, die bei der bisherigen Mannigfaltigkeit sehr erwünscht waren.

Dem Erscheinen der hochwertigen Zemente auf dem Baumarkt in den letzten Jahren wird in den neuen Bestimmungen weitgehendst Rechnung getragen.

Ferner ist das Bestreben nach Vereinfachung der Berechnung von Eisenbetonbauten, das sich in einzelnen Abschnitten bemerkbar macht, sehr zu begrüßen.

Wenig befriedigend sind die Bestimmungen, die sich mit den Zuschlagsmaterialien befassen. In Ziff. 2 des § 5 wird gesagt, daß das Material gemischtkörnig sein soll. Es fehlt jeder Hinweis darauf, daß staubfeines Material nur in sehr beschränktem Maß enthalten sein darf, da es den Wasseranspruch erhöht und damit die Festigkeit mindert. Außerdem ballt es sich bei offener Lagerung auf der Baustelle, namentlich bei feuchtem Wetter, zusammen, behält diese Klumpenbildung selbst bei intensivster Mischung bei und bildet Sandnester im Betongefüge. Über die Art der Körnung wird nur gesagt, daß gemischtkörniges Material verwendet werden soll. Daß dies nicht genügt, soll noch weiter unten gezeigt werden.

Die Forderung, daß die Festigkeit der Zuschlagsmaterialien ebenso groß sein soll, wie die des erhärteten Mörtels, ist neu und berechtigt.

Bei den Bestimmungen über das Eisen ist die Kaltbiegeprobe beibehalten worden. Die Kaltbiegeprobe ist ein Prüfstein für die Zähigkeit des Materials und ist z. B. bei Nieteisen erforderlich. Bei der Art der Beanspruchung im Eisenbetonbau ist sie nur von untergeordneter Bedeutung.

Es kann nicht ganz befriedigen, daß die neuen Vorschriften der Zugfestigkeit des Eisens für die Beurteilung des Materials eine so große Bedeutung beimessen, dabei aber Angaben über die Streckgrenze vollständig außer acht lassen. Es darf nicht übersehen werden, daß die Sicherheit von Eisenbetonkonstruktionen, namentlich der auf Biegung beanspruchten, von der Streckgrenze der Zugeisen abhängig ist. Die Forderung einer Bruchdehnung von 18% macht eine besondere Angabe für die Streckgrenze nicht entbehrlich.

Neu ist im § 6 (Zubereitung der Betonmasse) die Forderung nach einer Mindestmenge Zement pro Raumeinheit des fertig verarbeiteten Betons im Bauwerk. Dadurch soll nach den Bestimmungen ein dichter Beton erhalten werden, der die rostsichere Umhüllung der Eiseneinlagen gewährleistet. Die Mindestmenge ist auf 300 kg Zement pro m³ festgesetzt; sie kann in besonderen Fällen um ein Geringes auf 270 kg erniedrigt, bei besonders ungünstigen Verhältnissen auch erhöht werden.

Es wird also in den Vorschriften angenommen, daß die Mindestmenge von 300 kg Zement sowohl einen dichten Beton als auch eine rostsichere Umhüllung der Eiseneinlagen gewährleistet. Als selbstverständlich dürfte wohl anzunehmen sein, wenn dies auch nicht in den Vorschriften ausgesprochen ist, daß damit auch eine möglichst hohe Festigkeit erzielt werden soll. Es wurde übersehen, daß man bei einer sachgemäßen Kornzusammensetzung mit einem dadurch auf ein Minimum reduzierten Wassergehalt ohne Schaden für die Dichtigkeit des Betons und die Rostsicherheit des Eisens den Zementgehalt herabsetzen kann. Dabei wird eine Herabsetzung des Zementgehalts innerhalb gewisser Grenzen die Schwind- und Temperatureinflüsse auf den Beton verringern, was nicht minder wichtig ist als die hervorgehobene Dichtigkeit des Betons, die etwa nicht nur durch einen Mehrgehalt an Zement erzielt werden kann. Die Urheber dieses Teiles der Vorschrift haben wohl in erster Linie an Stampfbeton gedacht. Wie verhält es sich aber bei dem zumeist angewendeten plastischen oder gar gegossenen Beton? Hier spielt die Verarbeitung des Mischmaterials und die Kornzusammensetzung eine weit größere Rolle als bei Stampfbeton, und diese ist nicht berücksichtigt, wenn man nur auf eine Mindestmenge Zement sieht und nicht auch gleichzeitig entsprechende Vorschriften für die Kornzusammensetzung erläßt. Ich zweifle nicht, daß man auch bei einer geringeren Zementmenge, sagen wir 250 kg/m³ und einer entsprechenden Kornzusammensetzung des Materials bei einem Wasserzusatz, der nicht zu groß und nicht zu klein ist, und einer entsprechenden Verarbeitung die Dichtigkeit des Betons und die Rostsicherheit der Eiseneinlagen gewährleisten kann. Andererseits kann es vorkommen, daß auch bei einer größeren Zementmenge von 350 kg/m³ Beton durch eine unsachgemäße Verarbeitung und schlechte Kornzusammensetzung weder Rostsicherheit noch Dichtigkeit erzielt wird. Einige Beispiele aus Untersuchungen in meinem Institut mögen zur weiteren Erklärung hinzugefügt werden:

Bei einer von Kortlang ausgeführten Arbeit wurde bei einem plastischen Beton von 1 : 5,5 in Gewichtsteilen oder rund 405 kg/m³ Beton und 6,02% Wasser (in Gewichtsteilen) ein Raumgewicht von $\gamma = 2{,}27$ und eine Würfelfestigkeit $w = 176$ kg/cm² bestimmt.

Nach Ersatz der zu groben Körnung durch eine bessere Kornzusammensetzung aus dem gleichen Material und 7,04 Gewichtsprozenten Wasser ergab sich für $\gamma = 2{,}32$ und $w = 288$ kg/cm².

Für Gußbeton mit 320 kg/m³ Beton und einer guten Kornzusammensetzung bei 6,77% Wasser mit dem gleichen Zuschlagmaterial waren $\gamma = 2{,}359$ und $w = 195$ kg/cm².

Schließlich war bei einem Beton von 265 kg Zement/m³ Beton und 5,25% Wassergehalt bei geeigneter Kornzusammensetzung ein $\gamma = 2{,}29$ und $w = 203$ kg/cm² gefunden worden.

Ich habe vorstehende Zahlen, die Ergebnisse von Laboratoriumsuntersuchungen, genau angeführt und nehme vorerst an, daß das Raumgewicht ein Maß für die Dichtigkeit gibt. Die Zahlen zeigen, daß man bei einer geeigneten Kornzusammensetzung mit 265 kg Zement pro m³ Beton ein größeres Raumgewicht (also größere Dichtigkeit) und eine größere Würfelfestigkeit erzielen konnte als bei 405 kg Zement pro m³ Beton.

Hier, wie in anderen Beispielen, die ich noch zeigen könnte, ersieht man, daß die Dichtigkeit des Betons und selbstverständlich auch die Rostsicherheit der Eisen nicht allein eine Funktion der Zementmenge sein muß. Deshalb halte ich die Schematisierung nicht für erwünscht, um so mehr, als der bestehende Einfluß der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe kaum beachtet wird. Daß eine gewisse Mindestmenge von Zement notwendig ist, um das Rosten der Eisen zu verhindern, soll damit nicht verkannt werden, sondern es soll betont werden, daß das Maß dieser Mindestmenge, soweit es auf die Dichtigkeit des Betons einwirkt, durch geeignete Kornabsteifung der Zuschlagstoffe erheblich beeinflußt wird.

Die Handmischung wird für kleinere Bauten zugelassen. Es fehlt jede Erklärung, was unter kleineren Bauten zu verstehen ist. Es ist fraglos, daß eine Reihe von Bauunfällen auf die schlechte Durchmischung des Materials bei Handmischung und die dadurch bedingte Bildung von Kies- und Sandnestern

zurückzuführen ist. Es sollte deshalb die Forderung nach der Maschinenmischung schärfer gefaßt werden und weitergehend sein.

Die Bestimmung über Probebelastungen ist aus den alten Bestimmungen übernommen worden. Sie ist in einem wesentlichen Punkt nicht klar gefaßt. Es heißt, daß bei Belastung eines Deckenfeldes die Probelast den Wert der 1½fachen rechnungsmäßig zugrundegelegten Nutzlast nicht überschreiten soll. Während aus dieser Fassung zu folgern ist, daß der Wert 1,5 p (p = rechnungsmäßige Nutzlast) als Probelast zwar zugelassen aber nicht erforderlich ist, kann aus den beiden darauf folgenden Abschnitten geschlossen werden, daß die Probebelastung von Deckenfeldern durchweg mit 1,5 p erfolgen muß. Es heißt da, daß bei Nutzlasten über 1000 kg/m² die Probelast bis zur einfachen Nutzlast ermäßigt werden kann, ferner, daß bei Probebelastungen von Brückenbauten und andern Bauwerken, bei denen sichtbare Zugrisse im Beton vermieden werden sollen, höchstens die wirklichen der Berechnung zugrundegelegten Verkehrslasten aufzubringen sind. Die 1,5 fache Nutzlast wird in den allermeisten Fällen Zugrisse erzeugen, die auch bei Hochbaukonstruktionen als durchaus unerwünscht bezeichnet werden müssen. Außerdem liegt der Gedanke nahe, daß, wenn bei hochwertigen Ingenieurbauten wie Brücken oder hochbelasteten (1000 kg/m²) Hochbauten als Probelast die einfache Nutzlast genügt, sie dann bei normalen Hochbauten erst recht genügen müsse.

Die Bestimmungen über Stoßverbindungen schränken die Verwendung des in der Praxis meist üblichen Stoßes durch Überdeckung der Zugeisen stark ein, indem sie diese Art des Stoßes nur bis zu 20 mm starken Bewehrungseisen zulassen. Damit würde bei einer großen Zahl von Eisenbetonkonstruktionen, bei denen aus konstruktiven Gründen stärkere Bewehrungseisen verwendet werden — beispielsweise um mehr als 2 Lagen Eisen zu vermeiden —, diese einfachste und durchaus genügende Stoßausbildung in Wegfall kommen. Es sollte jedenfalls die obere Grenze hinauf verlegt werden, etwa bis zu 26—30 mm Eisenstärke.

Begründet ist die Bestimmung, daß geknickte und gebogene Zugeisen, durch deren Beanspruchung ein Absprengen der Betonumhüllung eintreten kann, vermieden werden sollen.

Der Hinweis auf besondere Schutzmaßnahmen bei Eisenbetonkonstruktionen, die der Einwirkung von aggressiven Wässern, Säuren, Gasen usw. ausgesetzt sind, war ebenso notwendig wie die geforderten Maßnahmen gegen mechanische Abnutzung der Oberseiten von Decken.

Die Bestimmung über die Dimensionierung von Eisenbetonsäulen hat eine Änderung erfahren, die im Interesse einer wirtschaftlichen Ausführung und einfachen rechnerischen Behandlung zu begrüßen ist. Die Mindestlängsbewehrung wird nicht mehr starr mit 0,8 % beibehalten, sondern kann mit abnehmendem Schlankheitsgrad bis auf 0,5% des Betonquerschnittes sinken; dabei braucht für die Bemessung der Eiseneinlagen nur der statisch notwendige Querschnitt eingeführt zu werden.

Bei der Knickberechnung ist endlich die Eulersche Gleichung fallen gelassen worden. Dafür wird eine „Knickzahl" eingeführt, d. i. ein Koeffizient, der seinem zahlenmäßigen Wert nach zwischen 1 und 2 liegt, mit dem in der gewöhnlichen Dimensionierungsgleichung für Stützen der Sicherheitsfaktor multipliziert wird, und der mit zunehmendem Schlankheitsgrad wächst. Die Vergünstigungen für die umschnürten Stützen gelten auch in den neuen Bestimmungen nur für Umschnürungen mit kreisförmigem Querschnitt. Es wäre wünschenswert gewesen, wenn auch die Säulen mit eckiger Spiralbewehrung als spiralarmierte Säulen behandelt worden wären. Der Mindestabstand der Schraubenwindungen oder Ringe, der mit 8 cm angegeben ist, scheint mir zu hoch gegriffen.

Die Abgrenzung des Durchmessers der Eiseneinlagen mit 40 mm muß als zu hoch bezeichnet werden. Im Interesse einer guten Verbundwirkung sollte man nicht über einen Eisendurchmesser von 30 mm hinausgehen.

Erfreulich ist der Hinweis auf die Notwendigkeit einer guten Nachbehandlung des Betons, ihn möglichst lange feucht zu halten und vor Einwirkung der Sonnenstrahlen zu schützen.

In der Ermittlung der äußeren Kräfte ist die weitgehend vereinfachte Behandlung des durchlaufenden Balkens hervorzuheben. Es ist dies nur zu begrüßen, da die der sog. genauen Rechnung zugrundegelegten Auflagerbedingungen für die monolithischen Eisenbetonkonstruktionen unzutreffend sind. Es werden Näherungswerte angegeben für Feld- und Stützenmomente bei Platten und für negative Feldmomente bei Balken. Die Näherungswerte sind dabei verschieden für Konstruktionen mit und ohne Vouten und werden dadurch den statischen Verhältnissen besser gerecht als die alten Vorschriften.

Die Angabe von Näherungswerten für die negativen Feldmomente von Balken wird die Güte der Eisenbetonkonstruktionen in der Praxis in vielen Fällen fördern, da der Nachweis von negativen Feldmomenten erfahrungsgemäß oft unterlassen wurde. Im übrigen müssen durchlaufende Balken nach der üblichen Theorie für die durchlaufenden Träger berechnet werden, wobei die einengende Bestimmung getroffen ist, daß ein Feldmoment, das bei Durchführung dieser Rechnung den Wert $\frac{q\,l^2}{24}$ unterschreitet (dieser Fall wird bei Konstruktionen mit ungleichen Feldweiten für die kurz gespannten Felder oft eintreten), für die Spannungsberechnung nicht zu verwenden ist, sondern hierfür als Mindestwert $\frac{q\,l^2}{24}$ einzusetzen ist.

Diese einschränkende Vorschrift steht im Widerspruch mit den Auflagerbedingungen der zugelassenen Berechnungsweise und wird namentlich dann den tatsächlichen Verhältnissen nicht gerecht, wenn das Auflager des Trägers wiederum ein Träger ist, dessen Torsionssteifigkeit die in dem Wert $\frac{q\,l^2}{24}$ vorausgesetzte vollständige Einspannung kaum je gewährleisten wird.

Weiterhin ist die Behandlung durchlaufender Konstruktionen im Eisenbetonbau dadurch vereinfacht, daß bei Bestimmung der Auflager- und Querkräfte die Kontinuitätswirkung vernachlässigt werden kann. Dies ist durchaus gerechtfertigt und wird in der Praxis sehr angenehm empfunden werden.

Die Verteilung von Einzel- und Streckenlasten auf Eisenbetonplatten geht, wie dies allgemein üblich ist, von der Kraftverteilung unter 45° aus.

Die Bestimmung der Lastanteile bei allseits aufliegenden Platten nach den beiden Hauptrichtungen geschieht in der alten Weise nach dem Gesetz der 4. Potenzen; dagegen ist die Berechnung der Momente nach dem Marcusschen Vorschlag geändert, so daß die Ausführung wirtschaftlicher wird.

In den Vorschriften wurden auch Näherungsberechnungen für trägerlose Decken aufgenommen für den Fall, daß keine genaue Untersuchung nach der Plattentheorie durchgeführt wird. Für gleiche Feldweiten werden unmittelbare Werte für die Momente angegeben, für ungleiche Feldteilung wird das Verfahren der stellvertretenden Rahmen empfohlen.

Nach den Bestimmungen vom September 1925 sind, wenn mit M_F das Feldmoment, M_G das Gurtmoment, M_S das Stützenmoment auf die Querschnittsbreite von 1 m bezeichnet werden, für ein Außenfeld:

$$M_F = l^2\left(\frac{g}{16} + \frac{p}{13}\right);$$

$$M_G = l^2\left(\frac{g}{13} + \frac{p}{11}\right);$$

$$M_S = -\,l^2\left(\frac{g+p}{8}\right),$$

und für ein Innenfeld:

$$M_F = l^2\left(\frac{g}{32} + \frac{p}{16}\right);$$

$$M_G = l^2\left(\frac{g}{26} + \frac{p}{13}\right);$$

$$M_S = -l^2\left(\frac{g+p}{10}\right).$$

In dem 1. Entwurf der Bestimmungen, der nicht ganz einwandfrei gefaßt war und leicht zu Mißverständnissen Anlaß geben konnte, waren diese Werte für ein Außenfeld:

$$M_F = b \cdot l^2\left(\frac{g}{36} + \frac{p}{30}\right);$$

$$M_G = b \cdot l^2\left(\frac{g}{24} + \frac{p}{20}\right);$$

$$M_S = -b \cdot l^2\left(\frac{g+p}{15}\right),$$

und für ein Innenfeld:

$$M_F = b \cdot l^2\left(\frac{g}{72} + \frac{p}{36}\right);$$

$$M_G = b \cdot l^2\left(\frac{g}{48} + \frac{p}{24}\right);$$

$$M_S = -b \cdot l^2\left(\frac{g+p}{18}\right).$$

Sonach sind die letzteren, wenn man sie umrechnet, von den endgültig in die Bestimmungen aufgenommenen Momentenwerten etwas verschieden.

Die sich aus der Veröffentlichung des Verfassers in Gemeinschaft mit Butzer („Bauingenieur" März 1925) ergebenden Werte aus den Messungen an einem Pilzdeckenbau in Rotterdam waren für ein Innenfeld:

$$M_F = l^2 \frac{p}{44};$$

$$M_G = l^2\left(\frac{g}{26{,}2} + \frac{p}{20{,}5}\right);$$

$$M_S = l^2\left(\frac{g+p}{17{,}8}\right).$$

Der Vergleich der Messungsergebnisse mit der Berechnung nach dem Ersatzrahmenverfahren von Marcus ergab in guter Annäherung:

$$M_F = l^2\left(\frac{g}{41{,}3} + \frac{p}{23}\right);$$

$$M_G = l^2\left(\frac{g}{27{,}6} + \frac{p}{15{,}3}\right);$$

$$M_S = l^2\left(\frac{g}{19{,}6} + \frac{p}{15{,}2}\right).$$

Wir ersehen daraus, daß die Näherungswerte aus den Bestimmungen nicht unwesentlich höher sind. Es empfiehlt sich daher, wenn man Pilzdecken wirtschaftlicher berechnen will, die Anwendung des Ersatzrahmenverfahrens.

Ich überlasse es den Fachkollegen, die glaubten, die in Rotterdam ausgeführten Messungen als nicht überzeugend ansehen zu können, selbst Messungen an größeren Bauwerken auszuführen in Verbindung mit den schon lange geplanten und leider immer zurückgestellten Untersuchungen im Laboratorium. Über die Ergebnisse bin ich mir heute nicht mehr im Zweifel.

Es dürfte nicht ohne Interesse sein, die Momentenwerte aus den amerikanischen Vorschriften mit unseren zu vergleichen. Sie nehmen für ein Innenfeld an:

$$M_F = l^2\left(\frac{p+g}{47}\right);$$

$$M_G = l^2\left(\frac{p+g}{40}\right);$$

$$M_S = l^2\left(\frac{p+g}{14}\right).$$

Bei der großen Zahl der Pilzdeckenbauten, die in den Vereinigten Staaten nach diesen und noch kleineren Momentenwerten berechnet wurden, hat sich ein Mißstand nicht ergeben.

Im übrigen sollten wir bei der Berechnung von trägerlosen Decken nicht vergessen, auf besonders sorgfältige Ausführung zu achten, wenn wir uns vor unangenehmen Erfahrungen schützen wollen.

Es soll daher mit Nachdruck darauf verwiesen werden, daß es zu einer einwandfreien Klärung dieser Frage noch eingehender Untersuchungen bedarf. Hierzu kommt die Notwendigkeit, die Eigenschaften des Materials in Richtung dieser Untersuchungen, also in erster Linie die Querzahl m, zu erforschen.

Für die Berechnung von Stockwerk-Rahmenkonstruktionen in Hochbauten werden Näherungswerte zur Berechnung der Säulen gegeben, die die Steifigkeitsverhältnisse der Konstruktionen berücksichtigen.

Bei der Ermittlung der inneren Kräfte ist das Verhältnis der Elastizitätsmaße $n = 15$ beibehalten worden. Dies entspricht einem Druckelastizitätsmodul von Beton $E_b = 140\,000$ kg/cm². Bei den in den üblichen Konstruktionen vorkommenden Spannungen ist es klar, daß dieser Wert viel zu niedrig angenommen ist. Den tatsächlichen Verhältnissen entspricht besser ein E_b von 200 000—250 000, d. h. $n = 10$ bis 8.

Die Bestimmungen über die Aufnahme der Schubspannungen geben in mehreren Punkten Anlaß zur Kritik. Die Forderung, daß die Eisen zur Aufnahme der Hauptspannungen nach dem doppelten oder mehrfachen Strebensystem aufzubiegen sind, ist unklar. Unklar ist weiterhin die Fassung, daß für $\tau = 4$ bzw. 5,5 alle Schubspannungen auf der betr. Feldseite durch abgebogene Eisen oder Bügel aufzunehmen sind. Es scheint aber so aufzufassen zu sein, als ob für $\tau = 4$ bzw. 5,5 sämtliche Hauptzugspannungen auf der betr. Seite neben dem Querkraft-Nullpunkt von der Schubsicherung aufzunehmen sind. Dies ist eine m. E. nicht gerechtfertigte Forderung. Geht man, wie dies die Vorschriften an einer anderen Stelle tun, von der Annahme aus, daß der Beton eine Schubspannung von 4 kg/cm² aufnehmen kann, so ist es nicht einzusehen, warum man diese Annahme nur gelten läßt, wenn durchweg auf der ganzen Länge des Balkens die Hauptspannungen unterhalb dieses Wertes bleiben, die Annahme aber fallen läßt, wenn in einem begrenzten Teil des Balkens dieser Wert überschritten wird.

Abgesehen von der Unwirtschaftlichkeit der Konstruktion, die diese Bestimmung mit sich bringt, ist zu beachten, daß man den Betonquerschnitt unnötigerweise durch Schrägeisen und Bügel gerade an den Stellen der größten Momente verringert, wo ein möglichst großer Betonquerschnitt vorhanden sein soll, wenn man der Rißbildung entgegenwirken will. Erfahrungsgemäß treten auch die ersten Risse stets da auf, wo die Bügel angeordnet sind.

Die rechnungsmäßige Beanspruchung der Zugeiseneinlagen für Balkenbrücken unter Vernachlässigung des Betonzugquerschnitts ist von 750 auf 800 kg/cm² erhöht worden. Diese Erhöhung halte ich für unzulänglich. Bei einer guten Betonbereitung mit günstiger Kornzusammensetzung, entsprechendem Wasserzusatz und einer guten Nachbehandlung des Betons, kurz bei Maßnahmen, die geeignet sind, die Zugfestigkeit des Betons zu erhöhen und die Schwindererscheinungen auf ein Minimum zu beschränken, kann man unbe-

denklich die rechnerische Eisenspannung auf 1000 kg/cm² hinaufsetzen. Ich verweise in diesem Zusammenhang auf meinen Aufsatz „Beobachtungen an Beton- und Eisenbetonbauten auf einer Studienreise" im „Bauingenieur" 1924. Es wird dort berichtet, daß bei einem in Italien vielfach ausgeführten Eisenbeton-Brückentyp sich die rechnerischen Eisenspannungen zwischen 900—1000 kg/cm² bewegen, und daß diese Konstruktionen sich hinsichtlich der Rißsicherheit ausgezeichnet bewährt haben.

In einem Aufsatz im „Beton und Eisen" Heft 11, 1925 bespricht Dr. Schächterle, Stuttgart, die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisenbeton für Bahnbrücken. Er befaßt sich dort auch mit dem von mir vorstehend erwähnten Beispiel bei den italienischen Eisenbahnbrücken. Seine Nachrechnung ergibt für $\sigma_b = 43{,}8$ kg/cm² (gegen 44 in meiner damaligen Berechnung) und $\sigma_e = 937$ kg/cm² (gegen 975). Die Unterschiede halte ich nicht für wesentlich, und ich freue mich, feststellen zu können, daß Dr. Schächterle in seinen Vorschlägen wenigstens für σ_e den Wert von 900 kg/cm² angibt. (Die Druckspannungen im Beton spielen bei der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit keine so ausschlaggebende Rolle wie die Zugspannungen im Eisen.) Hier ist wenigstens auf Grund eingehender Betrachtungen ein Schritt nach vorwärts getan, wenn auch m.E. die Sicherheit bei der Zulassung von $\sigma_e = 1000$ kg/cm² nicht herabgesetzt würde. Es ist nicht zu verstehen, auf Grund welcher Untersuchungen die Vorschriften 800 kg/cm² verlangen. Daß auf die Berechnung der Zugspannungen verzichtet wird, halte ich für unbedenklich. Wenn man aber eine strenge Kontrolle der Materialbereitung und der Nachbehandlung des Bauwerks nach der Herstellung in die Vorschriften aufgenommen hätte, so hätte unbedenklich eine höhere Spannung im Eisen zugelassen werden können, wodurch man erst der erforderlichen Wirtschaftlichkeit näherkommen könnte. Darüber wird wohl kein Zweifel bestehen, daß die Rißsicherheit von Eisenbetontragwerken bei einer unsachgemäßen Materialbehandlung und Nachbehandlung des Betons auch bei Zugspannungen im Eisen von 750 oder 800 kg/cm² nicht gewährleistet wird.

Bei der Bemessung der zulässigen Beanspruchungen ist es zu begrüßen, daß neben der Würfelfestigkeit von Stampfbetonwürfeln auch die Würfelfestigkeit des Bauwerkbetons zugrundegelegt wird. Die Bestimmung der Würfelfestigkeit gibt jedoch zu Bedenken Anlaß. Ein Beton, der mit dem gleichen Wasserzusatz angemacht ist, wird im Bauwerk bedeutend mehr Sickerwasser durch die Holzschalungen abgeben und damit eine größere Festigkeit erhalten als der entsprechende Beton, der in den eisernen Formen zu Probewürfeln verarbeitet wird. Die Verwendung von Holzböden bei den gußeisernen Formen hat sich in meinem Institut recht gut bewährt.

Neu sind in den Vorschriften die bisher nur im Bereich der Berliner Polizeidirektion vorhandenen Bestimmungen über die Berechnung und Ausführung ebener Steindecken, was sehr zu begrüßen ist.

Die besonderen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton scheinen mir in einer Zeit, in der man Stampfbeton, selbst bei Beton ohne Eiseneinlagen, wegen der bekannten Schwächen kaum noch anwendet, überflüssig. Eine Notwendigkeit einer besonderen Behandlung der Bauwerke aus Beton und derjenigen aus Eisenbeton liegt m. E. nicht vor.

Im vorstehenden habe ich mit meinen kritischen Betrachtungen neben den Fortschritten auch die Rückschritte in den neuen Vorschriften hervorheben zu müssen geglaubt. Ich möchte nicht etwa einseitig zugunsten der Eisenbetonbauweise, sondern zur Förderung einer sachlichen Behandlung von Beton- und Eisenbetonbauwerken dringendst eine Berücksichtigung der Mängel empfehlen.

HAUPTVERSAMMLUNG DER VEREINIGUNG DER TECHNISCHEN OBERBEAMTEN DEUTSCHER STÄDTE.

Freiburg i. Breisgau am 14. und 15. September 1925.

Prof. Dr.-Ing. Ewald Genzmer, Dresden.

Die diesjährige stark besuchte Tagung nahm unter der Leitung von Stadtrat Dr.-Ing. Wagner-Speyer, Nürnberg, einen ausgezeichneten Verlauf. Nach einer wirkungsvollen Begrüßungsrede des Freiburger Oberbürgermeisters Dr. Bender und nach einer Ansprache des Vertreters der Staatsregierung, Geh. Oberregierungsrat Dr. Schneider, wurde in die Tagesordnung eingetreten, deren Beratungsgegenstände nach dem Vorschlage von Verbandsdirektor Dr.-Ing. Schmidt, Essen, um den leitenden einheitlichen Grundgedanken „Wirtschaft und Städtebau" überaus klar gruppiert waren.

Der Verhandlungsstoff des ersten Tages teilte sich in die Unterabteilungen:

I. Planung,

II. Gesetzliche Verwaltung, Organisation,

III. Ausführung und Betrieb.

Dr.-Ing. Schmidt, Essen, der Direktor des Ruhrsiedelungs-Verbandes, gab in der ihm eigenen lichtvollen Darstellung einen allgemeinen Überblick über den Zusammenhang zwischen Wirtschaft und Städtebau, über Mittel zur Anpassung des Städtebaues an die Wirtschaftsform sowie über die Wirtschaftlichkeit der Planung und ihre Durchführung. Das Endziel solle die Schaffung eines Gebildes sein, das ohne Leerlauf und ohne Störung in vollkommenster und zweckmäßigster Form die Gesamtwirtschaft, die aus ihr sich ergebende Zivilisation und deren Kultur befriedigt.

Baudirektor Dr.-Ing. Ranck, Hamburg, sprach über den wirtschaftlichen „Nutzungsplan" als Grundlage für die Neugestaltung der Großstädte, die er als soziale Hauptaufgabe der Gegenwart bezeichnete. Der wirtschaftliche Nutzungsplan habe die Aufgabe, einen Ausgleich zwischen wirtschaftlichen und sozialen Fragen zu schaffen durch sinnvolle Gruppierung der einzelnen Nutzungsflächen eines Wirtschaftsgebietes für Arbeit, Wohnung, Erholung und Verkehr. Dafür gäbe es nur das eine überall zutreffende wirtschaftliche Gesetz, daß Raum und Zeit wertvolle Güter seien, die man nicht verschwenden dürfe. Die Aufstellung des Nutzungsplanes und seine Durchführung für ein Wirtschaftsgebiet dürfe durch innerpolitische Grenzen nicht behindert werden. Das gelte namentlich für das Gerüst der Verkehrslinien. Der allgemeine Nutzungsplan müsse Rechtskraft erhalten, aber Einzelheiten dürften nicht früher in eine feste gesetzliche Form gebracht werden, als es unbedingt nötig sei.

Stadtbaurat Diefenbach, Bochum, behandelte die Frage des im Rahmen des allgemeinen Nutzungsplanes aufzustellenden Bebauungsplanes. Für die Bebauungspläne sei nicht die Romantik Camillo Sittes, sondern die Forderung unserer Zeit maßgebend. Besondere Kraftwagenstraßen würden zwischen wirtschaftlichen Mittelpunkten geschaffen werden müssen, wobei sich Straßendurchbrüche nicht vermeiden lassen werden. Freiflächen seien in Gürteln und Sektoren für Spiel-, Sport- und Flugplätze vorzusehen. Der Wolkenkratzer sei aber eine Zeitkrankheit. Er wirke verkehrsstörend und habe in deutschen Städten keine Berechtigung. Der deutsche Städtebauer habe die „deutsche Stadt" zu schaffen und kein „steinernes Meer", das am Ende jeder Kultur stehe.

Der nun folgende Vortrag von Baudirektor Dr.-Ing. Imhoff, Essen, wurde, da der Verfasser am Erscheinen ver-

hindert war, durch Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Mahr vorgelesen. Imhoffs Ausarbeitung behandelte die Städteentwässerung und Wasserreinigung in geradezu mustergültiger Klarheit und Kürze. Der Verfasser wandte sich, wie er das auch in seiner vor einigen Monaten im Verlage von Carl Heymann, Berlin, erschienenen Schrift „Fortschritte der Abwasserreinigung" getan hat, eindringlich gegen die in Nichtfachkreisen vielfach verbreitete durch gewisse geschäftliche Anpreisungen genährte irrige Anschauung, die der ausgedehnten Anwendung von Hauskläranlagen im Zusammenhang mit dem Abfuhrverfahren das Wort redet, und betonte die sicherlich von der erdrückenden Mehrheit der erfahrenen Entwässerungsfachleute geteilte Auffassung, daß in den Städten alle flüssigen und mit Spülwasser gemischten Abgänge aus wirtschaftlichen und gesundheitlichen Gründen auf dem Wasserwege zu beseitigen sind. Die Wirtschaftlichkeit einer Kläranlage beruhe darin, dasjenige Reinigungsverfahren zu wählen, das für die Ansprüche des Vorfluters gerade noch ausreicht und dabei in Bau und Betrieb die geringsten Kosten erfordert.

Die oben mit II bezeichnete Unterabteilung der Tagesordnung (Gesetz, Verwaltung, Organisation) wurde von Oberbürgermeister a. D. Brahl (seiner Fachrichtung nach Bauingenieur) näher behandelt. Herr Oberbürgermeister Brahl tritt lebhaft dafür ein, daß die gesetzlichen Bestimmungen, mehr als dies bisher der Fall ist, die Durchführbarkeit wirtschaftlicher Lösungen im Städtebau ermöglichen; er betont vor allem die Notwendigkeit einer zeitgemäßen Verbesserung der Enteignungsgesetze.

Der erste Redner zur III. Unterabteilung der Tagesordnung (Ausführung und Betrieb), Stadtoberbaurat Arntz, Köln, führte aus, daß die Aufstellung des wirtschaftlichen Nutzungsplanes und des Bebauungsplanes abhängig sei von der geeigneten Zusammenfassung der dazu nötigen technischen Gewalten in einheitlichen Verwaltungsstellen und von ihrer Leitung durch umsichtige starke Persönlichkeiten. Die notwendige Vorbedingung zur Ausführbarkeit der Planung sei, daß eine weitausgreifende Bodenpolitik die besitzrechtliche Anpassung des Geländes an seine neue durch den Nutzungsplan festgelegte Zweckbestimmung vorbereitet. Entscheidend für die Wirtschaftlichkeit der Ausführung seien auch die Kosten der Umlegung.

Sodann sprach Herr Baudirektor Maier, Stuttgart, über Straßenbau und Entwässerung. Er wies darauf hin, daß unsere Straßen nicht länger in dem für den Kraftwagenverkehr ungeeigneten Zustande belassen werden dürften. Die Kraftwagenbesitzer würden sich sicherlich gegen die Aufbringung eines Teiles der hierzu erforderlichen Kosten nicht sträuben, wenn dafür gesorgt werde, daß ihre Beiträge restlos für die Straßenverbesserung verwendet würden.

Stadtbaurat Dr.-Ing. Althoff, Frankfurt a. O., behandelt die Frage des Wohnungsbaues und seiner Finanzierung. Er weist darauf hin, daß gegenwärtig auch in den Siegerstaaten und in den neutralen Ländern die Last der Wohnungsherstellung bei dem Staate oder bei den Gemeinden liegt, und daß bei uns in absehbarer Zeit Privatkapital für Mittel- und Kleinwohnungen nicht zu haben sein wird. Die Beschaffung der Baugelder sei in der Hauptsache durch die Hauszinssteuer zu erzielen. Die Mieten für Neubauwohnungen dürften auf die Dauer nicht wesentlich verschieden sein von den Mieten für alte Wohnungen. Der Wohnungsbau sei ein Teil der Gesamtwirtschaft und dürfe nur in diesem Rahmen betrieben werden.

Stadtrat Dr.-Ing. Wagner-Speyer, Stadtbaurat in Nürnberg, sprach über den Hausbau und seine Industrialisierung. Für den Hausbau in unserer gegenwärtigen wirtschaftlichen Notlage müsse mehr als bisher gefordert werden: die Typenplanung, die industrielle Herstellung sparsamer Baustoffe und ein rascher Bauvollzug („Trockenmontage") unter entsprechender Anwendung von Baumaschinen; weiterhin auch die Zusammenlegung der Baugebiete und eine geeignete Zusammenfassung von Kleinunternehmungen.

In seinem Schlußwort betonte Dr.-Ing. Schmidt, Essen, daß der Städtebau keine rein baukünstlerische Aufgabe sei und daß eine andere Auffassung dem Städtebau bisher nur geschadet habe. Die Entwicklung der Technik, der Arbeitsweise und der Wirtschaftsgestaltung drängen zur „Städtewirtschaft" im wahrsten Sinne des Wortes. Die auf der Tagung erörterten Gedankengänge seien nicht als abschließende zu betrachten, sondern nur als Anregungen aufzufassen für die kommenden Tagungen der Vereinigung der Technischen Oberbeamten Deutscher Städte.

Damit wurden die Verhandlungen des ersten Tages um 2 Uhr nachmittags geschlossen.

Am Nachmittage fanden verschiedene Besichtigungen statt. Der Abend vereinigte die Teilnehmer der Tagung bei einem gemeinsamen Abendessen auf der schön gelegenen Kyburg in Günterstal. —

Der zweite Verhandlungstag galt zunächst der Erledigung einer Reihe von geschäftlichen inneren Angelegenheiten der Vereinigung. Darauf trat man in die Besprechung des Entwurfes zum preußischen Städtebaugesetz ein.

Verbandsdirektor Dr.-Ing. Schmidt, Essen, legte in einer knappen klar umrissenen Ausführung überzeugend dar, daß der Entwurf in der vorliegenden Form noch keineswegs den berechtigten Anforderungen entspreche. Neben einer gründlichen Vereinfachung des ganzen Gesetzes sei vor allen Dingen zu fordern, daß der Begriff des „Nutzungsplanes" im Gesetz besser erfaßt werde. Auch die Bestimmungen über Bauverbote und Anliegerbeiträge, über verschiedene Bodenfragen und anderes ließen noch manches zu wünschen übrig. Redner teilt dann mit, daß ein Ausschuß eingesetzt sei, der über die heutigen Vorschläge zum Gesetzentwurf zu beraten habe und der dafür sorgen würde, daß auch die technischen Oberbeamten der deutschen Städte im Verein mit anderen maßgebenden Verbänden ihre Wünsche bei der weiteren Durchberatung des Entwurfes zum Städtebaugesetz geltend machen könnten. Redner bittet deshalb, ihm weitere Anträge für die Ausschußberatungen zustellen zu wollen.

Es folgte sodann eine lebhafte mehrstündige Aussprache sowohl über die Verhandlungen des ersten Tages als auch über den Entwurf zum Städtebaugesetz, die noch manche wertvolle Anregungen über Einzelfragen brachte.

Um 2 Uhr nachmittags schloß der Vorsitzende Dr.-Ing. Wagner-Speyer mit Worten des Dankes an alle Beteiligten und vor allem auch an die gastliche Stadt Freiburg die diesjährige Tagung und teilte mit, daß die nächstjährige Tagung in Danzig stattfinden werde.

Der Nachmittag war dann einer Reihe von Besichtigungen gewidmet, an die sich eine Vorstellung im Stadttheater anschloß.

Eine Fahrt nach Basel am Mittwoch, den 16. September, bildete den Abschluß der diesjährigen von etwa 200 Teilnehmern besuchten Versammlung, die wegen der Fülle bedeutsamer fachlicher Anregungen und wegen der mit gleichgesinnten Fachgenossen verlebten glücklichen Stunden in der herrlichen Breisgaustadt sicherlich allen Teilnehmern unvergeßlich bleiben wird.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Tasmania-Sperre.

Nach Engineering vom 11. April 1924.

Die Sperrmauer, die den Ouse-Fluß aufstaut, ist in aufgelöster Bauweise hergestellt und besteht aus 27 Bögen von je 12,20 m Spannweite. Die Gesamtlänge des Bauwerkes beträgt 330 m, es dürfte damit das längste seiner Art in der Welt sein (Abb. 1).

Die Pfeiler haben eine Stärke von 56 cm am Kopf und von 1,52 m am Fuß. Die Neigung der talseitigen Pfeilerfläche beträgt 1:11,5, die der wasserseitigen 1:1,7, der Anzug der Seitenflächen beträgt 1:40. Die Längsbewehrung der Pfeiler besteht an der Wasserseite aus 4 ∅ 25 mm, an der Luftseite aus 2 ∅ 25 mm. Die Längsbewehrungen sind durch die Pfeilerbreite durch Bügel miteinander verbunden, die gleichzeitig die Querbewehrung darstellen. Es sind 12,5 mm-Eisen im Abstand von 60 cm. Die Einbettungstiefe der Eisen ist sehr groß, sie ist mit 7,5—15 cm angegeben (Abb. 2).

Die Gewölbe haben eine Neigung von 60°, ihre Stärke nimmt von 30 cm bis 60 cm am Fuß zu. Sie sind kreisförmig gestaltet. Der

Abb. 1. Ansicht und Draufsicht der Sperre.

Abb. 2.

Abb. 4.

Abb. 3.

Abb. 5.

äußere Radius bleibt in der ganzen Länge des Gewölbes konstant mit 6,67 m, der innere nimmt von oben nach unten von 6,22 zu 6,19 ab. Die Veränderlichkeit der Gewölbestärke wird durch Verlegen des Kreismittelpunktes erzielt (Abb. 3). Die Bewehrung besteht aus 18 mm-Eisen. An der Luftseite nimmt der Eisenabstand von 30 cm oben auf 23 cm am Fuß, an der Wasserseite von 30 cm auf 18 cm ab; die Eisen liegen also ziemlich weit auseinander. Die Verteilungseisen haben einen Durchmesser von 12,5 mm und einen Abstand von 45 cm. Für die statische Berechnung sind die Gewölbelamellen senkrecht zur Gewölbeachse angenommen, und die Bewehrung ist entsprechend eingelegt worden. (Diese Art der statischen Aufteilung ist bekanntlich auch an anderen aufgelösten Sperren durchgeführt worden.)

Die Querverbindung der Pfeiler wird durch den Fußweg und ferner durch zwei kontinuierliche Balken in Drittel- und Zweidrittel-Pfeilerhöhe erreicht (Abb. 4 und 5). Der Querschnitt dieser Träger beträgt 45×60 cm². Sie sind an der Wasserseite der Pfeiler angebracht, wo die Querversteifung durch die Gewölbe ohnedies gesichert ist. Sie stellen also weniger eine Querversteifung der Pfeiler dar. Nimmt man an, daß die Endwiderlager der Sperre unverschieblich sind — eine Annahme die zweifellos berechtigt ist —, so sind die als Zugstangen wirkenden Träger bei der nur in Frage kommenden totalen Belastung des Bauwerks spannungslos. Sie scheinen dazu bestimmt zu sein, nur im Falle des Nachgebens oder Bruches eines Gewölbes in Funktion zu treten, indem sie die beiden Nachbargewölbe für ihre dann eintretende Beanspruchung als Endgewölbe sichern.

Der Grundablaß ist in dem mittleren Gewölbe untergebracht. Ein Überlauf ist nicht vorgesehen, da der Zulauf nicht durch den Ouse-Fluß unmittelbar, sondern durch einen Zulaufkanal geschieht, der im Falle von Hochwasser abgedrosselt werden kann.

Der grobe Zuschlag bestand aus Steinschlag. Das Felsgestein war jedoch zu hart, um daraus mit den gewöhnlichen Mahlanlagen die feineren Zuschlagstoffe herzustellen. Man mußte deshalb einige Meilen von der Baustelle entfernt Sandgruben anlegen. Eine ständige Aufsicht sorgte dafür, daß die Kornzusammensetzung, Wasserzusatz und Mischungsverhältnis derart waren, daß man einen möglichst dichten und festen Beton erhielt. Die Gewölbe erhielten ein Mischungsverhältnis 1:2:4, die Pfeiler von 1:2½:5. Genauere Angaben fehlen.

Die Betonierungsanlage war in einem gewaltigen 25 m hohen fahrbaren Turm untergebracht, in dem Silos für Zement und für die Zuschlagstoffe, nach Korngrößen getrennt, Aufzugsvorrichtungen und oben auf einer Plattform die Mischmaschine untergebracht waren. Von da gingen die Rinnen der G u ß b e t o n a n l a g e aus. Der Turm hatte ein Gesamtgewicht von 120 t. Leider fehlen nähere Angaben über den Baubetrieb. Es wäre beispielsweise von Interesse gewesen, Angaben zu erhalten über Leistungsfähigkeit der Brechanlage, der Transportanlage, des Mischers usw., ferner über die Art, wie das ganze Rinnensystem bei einer Bewegung des Turmes bewegt wurde.

Dipl.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B.

Gegenstromprinzip beim Mischvorgang.

Der Mischvorgang bei der Bereitung von Mörtel und Beton oder Kunststeinmasse beruhte ursprünglich auf dem freien Fall und dem hierbei auftretenden Durcheinanderwirbeln der einzelnen Partikelchen. Durch die verschiedensten Gestaltungen der Mischgefäße ist versucht worden, eine möglichst innige Mischung zu erzielen und die Handarbeit mittelst Schaufel durch automatische, maschinelle Arbeit zu ersetzen. Ein Umschwung in der Art des Mischvorganges trat ein durch die Aufnahme der zwangläufigen Mischung, bei welcher das Material durcheinander gerührt oder gar geknetet wird. Vervollkommnet wurde dieses System durch verschiedengestaltige Bewegungen der Rührarme, die ein Durcharbeiten jedes einzelnen Partikelchens der zu mischenden Masse mit sich brachte.

Eine beachtenswerte Neuerung, welche auf dem Grundgedanken des Rührsystems sich gründet, ist die Anwendung des Gegenstromprinzips, bei dem nicht nur die Rührarme in eine exzentrische Bewegung versetzt werden, sondern bei welcher gleichzeitig auch die Rührtrommel, die zur Aufnahme des Mischgutes dient, in Bewegung gesetzt wird. Hierbei ist die entgegengesetzte Drehvorrichtung vorzusehen wie bei den Rührarmen, so daß die Durcharbeitung des Mischgutes in ihrer Wirkung verdoppelt wird. In der Konstruktion der Maschine wird, wie die Abbildungen zeigen, dies dadurch ermöglicht, daß der offene Mischteller auf einer Drehscheibe sich befindet und von derselben ohne Mühe abgehoben werden kann. Die Rührwerkzeuge selbst können zur Abnahme des Mischtellers nach Fertigstellung je einer Charge durch einen Hebelgriff gehoben werden. Zugrunde liegt bei der Neukonstruktion das System Eirich und auch die Aufnahme des Gegenstromprinzips rührt von der Firma Gustav Eirich, Hardheim her. In der Praxis wirkt sich die Konstruktion des Gegenstromprinzips insofern vorteilhaft aus, als durch Anwendung mehrerer Mischteller kontinuierlich gearbeitet werden kann. Man erzielt auf diese Weise bedeutende Leistungen, die ein Vielfaches von Freifallmaschinen darstellen. So kann man beispielsweise mit der kleinsten Type, bei welcher eine Mischung etwa 50 l beträgt, in einer Stunde 40—50 Mischungen vornehmen. Das würde also 2—2½ m³ fertige Mischung betragen, wobei der Kraftbedarf sich nur auf 1 PS beläuft. Zur schnelleren Beförderung der fertigen Masse wird die Maschine auch auf Rollen mit Einzelbetrieb gebaut, so daß sie sich vorzüglich bei weitläufigen Arbeitsplätzen und selbst auch auf der Baustelle eignet.

Feuerschutzanstrich für Baubuden.

Mit Beginn der kälteren Jahreszeit pflegen die Baubudenbrände, die durch unvorsichtiges Heizen und durch das Trocknen von Kleidern entstehen, alljährlich zuzunehmen. Die von den Bauunternehmungen zu entrichtenden Feuerversicherungsprämien werden zweifellos durch dieses Gefahrenmoment sehr ungünstig beeinflußt. Die Versuche, welche auf Veranlassung des Preuß. Ministeriums für Volkswohlfahrt kürzlich in Berlin über die Brauchbarkeit der „Duffag" Feuerschutzfarbe angestellt wurden, verdienen daher von den baugewerblichen Unternehmungen beachtet zu werden.

Es waren nebeneinander zwei gleichgroße aus Brettern zusammengefügte Holzhäuschen errichtet. Das eine bestand aus rohem Holz, das andere war mit „Duffag" Feuerschutzfarbe in grauer Tönung behandelt worden. In beiden Häuschen wurde je ein Stapel Brennholz entzündet. Während das aus rohem Holz errichtete Häuschen bald in Flammen aufging und zusammenbrach, vermochte das Feuer die imprägnierte Holzwand des anderen nur zu schwärzen. Infolge der durch die große Hitze verursachten trockenen Destillation des Holzes entwickelten sich allerdings Gase, die senkrecht zur Holzwand dünne, fingerlange Stichflammen verursachten, ohne indessen das Holz zu offenem Brande entzünden zu können. Nach Ausbrennen des Feuers zeigte sich, daß an den am stärksten betroffenen Stellen der feuerfeste Anstrich abgeblättert und das Holz teilweise verkohlt war. Als Ergebnis konnte festgestellt werden, daß das „Duffag"-Bindemittel zwar keinen absolut feuersicheren Anstrich bietet, aber die Entflammung des imprägnierten Holzes verhindert.

Die neue Feuerschutzfarbe kann daher auch nach Ansicht des Deutschen Versicherungsschutzverbandes, der den Versuchen beiwohnte, empfohlen werden. Die Wirkung des Schutzanstrichs soll über drei Jahre anhalten. Es ist zu hoffen, daß bei ausgedehnter Verwendung der Feuerschutzfarbe die Zahl der Baubudenbrände abnehmen wird und als Folge die Feuerversicherungsprämien der Bauunternehmungen herabgesetzt werden können[1]).

[1]) Die „Duffag" Feuerschutzfarbe ist bei den „Duffag" Chemisch-technischen Werken A.-G., Berlin NO. 6, Marienbader Str. 24, zu beziehen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Wichtige Änderung des Eisenbahngütertarifes in bezug auf die Baugeräte. Vereinfachung und Verbilligung.

Die nachhaltigen Bemühungen des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E.V. und des Deutschen Eisenbauverbandes um Schaffung einer einheitlichen Sammelstelle für alle auf einer Baustelle notwendigen gebrauchten Maschinen, Geräte, Werkzeuge usw. in Wagenladungsklasse E des Eisenbahngütertarifes, haben jetzt endlich zu einem Erfolge geführt.

Die Deutsche Reichsbahngesellschaft hat im Nachtrag I zum Eisenbahngütertarif Teil I Abteilung B folgende Tarifänderung, die am 1. November 1925 in Kraft treten wird, bekanntgegeben:

„In die Klasse „E" ist hinter „Baracken usw." folgende neue Stelle mit Erläuterungen aufzunehmen:

„Baugerätschaften, gebrauchte, auch zerlegte, soweit es zur Beförderung auf der Eisenbahn erforderlich ist, beim unmittelbaren Versand von oder an Bauunternehmungen, zur Verwendung oder Lagerung im eigenen Betrieb oder zur Instandsetzung.

Zu dieser Tarifstelle gehören unter den bezeichneten Bedingungen: Geräte, Maschinen, Werkzeuge, Eisenbahn-Oberbaugegenstände, Kipp- und Förderwagen, Lastfuhrwerke mit oder ohne Kraftbetrieb, Maschinisten- und Gerätewagen, Handwagen und Handkarren, Schlitten, Boote und Kähne mit oder ohne Kraftbetrieb, Rohholz (Rüstholz), Schnittholz (Schalholz), Buden und Baracken und deren Einrichtungen, sämtlich für Bauarbeiten.

Unter Bauarbeiten sind zu verstehen:

Die Ausführungen, Ausbesserungen oder Änderungen usw. von Gebäuden oder von Eisenbauwerken, ferner Betonbauten und Tiefbauten sowie die Herrichtung oder Instandsetzung von Maschinen und Kesselanlagen.

Als Geräte gelten u. a. Holz- und Eisenmasten, Holz- und Eisenrüstungen, Holzbeläge, Flaschenzüge, Winden und sonstige fortschaffbare Hebezeuge.

Zu den Maschinen gehören z. B. Bagger, Rammen, Betonmaschinen, Moniereisenschneide- und Biegemaschinen, Dachziegelmaschinen und Normalsteinschläger (zur Herstellung von Mauersteinen auf der Baustelle), Pumpen, Bohrmaschinen, Elektromotoren, Feldbahnlokomotiven.

Gegenstände, die bestimmt sind, eingebaut zu werden, fallen nicht unter den Begriff Baugeräte.

Zu den Tiefbauten zählen: Alle Eisenbahn-, Kanal-, Hafen-, Wege-, Straßen- und Chausseebauten nebst den dazugehörigen Kunstbauten; Brücken- und Schiffschleusenbauten, Docks, Hellinge und ähnliche Bauten, Tunnel-, Schacht- und Stollenbauten; Rammarbeiten und Baggerarbeiten für Bauten, Festungsbauten, Kanalisations- (Siel-, Schleusen-), Wasser- und Gasleitungsbauten einschließlich der Behälter-, Kabelverlegungen, Beton- und Eisenbetonbauten, Gründungsarbeiten, See-, Fluß-, Deich- und Dammbauten, Uferbefestigungs- und Uferschutzarbeiten, Meliorationsbauten, wie Be- und Entwässerungsanlagen, Drainierungs-, Bodenkulturarbeiten, bauliche Unterhaltung von Tiefbauten.

Als Bauunternehmung gelten nicht nur deren Niederlassungen, sondern auch deren Lagerplätze und Baustellen sowie Maschinen- und dergleichen Fabriken, die z. B. Maschinen und Kesselanlagen bauen oder instandsetzen oder Brücken- und Schleusenbauten (Tiefbauten) ausführen."

Es werden herabtarifiert	Verbilligung des Frachtsatzes auf 100 km um	Verbilligung der Abfertigungsgebühr für 100 kg um
Gebrauchte Lastkraftwagen, Boote und Kähne mit Kraftbetrieb von Klasse A nach Klasse E	63,7 %	36,3 %
Gebrauchte Baumaschinen, Inneneinrichtungen der Baubüros und Wohnbaracken usw. von Klasse B nach Klasse E	57,7 %	36,3 %
Teile von Baggern, Drehscheiben, Krane, Rammen, Schiebebühnen von Klasse C nach Klasse E	48,9 %	30 %
Gebrauchte Geräte und Werkzeuge, Eisenbahnoberbaugegenstände, Kipp- und Förderwagen, Rüst- und Schalholz von Klasse D nach Klasse E	35,5 %	12,5 %

Durch die Schaffung dieser Tarifstelle werden zahlreiche Schwierigkeiten, die bislang bei der Tarifierung von Baumaschinen auftraten, beseitigt. Vom 1. November 1925 ab wird es möglich sein, eine ganze Baustelleneinrichtung (bis zu 15000 kg) auf einen Frachtbrief ohne gesonderte Gewichtsangabe für die einzelnen Teile der Sendung als „Baugerätschaften, gebrauchte" zu versenden. Neben der großen Vereinheitlichung und Vereinfachung, die damit herbeigeführt wird, ist auch eine sehr erhebliche Verbilligung erreicht worden, wie vorstehende Übersicht erkennen läßt.

Der von den Berufsvertretungen, namentlich dem Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband, Berlin, erzielte Erfolg wird in der gesamten Bauindustrie lebhaft begrüßt werden.

Der Zug der Entwicklung bei den Methoden der Ausführung und Vergebung von industriellen Bauten in Nordamerika.

Die großen und kleinen amerikanischen Fabrikanten gehen immer mehr dazu über bei Neu- oder Erweiterungsbauten die Ausführung der Zeichnungen und des Baues selbst an eine einzige Ingenieur-Bauunternehmung zu vergeben. Als Beleg dafür führt „Engineering News Record" 1925, S. 656, die Ergebnisse einer Umfrage an, die kürzlich in Cleveland veranstaltet wurde.

1548 industrielle Unternehmungen aus allen erdenklichen Branchen wurden befragt, welchem von den folgenden vier Systemen der Ausführung von Neubauten oder Umbauten auf ihren Werken sie den Vorzug geben:

1. Anfertigung der Zeichnungen und Ausführung des Baues durch die Firma selbst.
2. Entwurf der Zeichnungen durch die Firma selbst, aber Ausführung des Baues durch eine Bauunternehmung.
3. Anfertigung der Zeichnungen durch einen Architekten und Überwachung der Bauausführung durch diesen.
4. An eine einzige Ingenieurbaufirma wird sowohl die Anfertigung der Zeichnungen als die Ausführung des Baues vergeben.

Von den 1548 Firman haben 1225 geantwortet. Von den Antworten haben 1142 einem der vier Systeme den Vorzug gegeben, 44 Firmen haben kein bestimmtes System bezeichnet und 39 haben mehrere Systeme oder Kombinationen bevorzugt. Bei einer ähnlichen Umfrage, die vor weniger als 10 Jahren durchgeführt war, hatte sich nun ergeben, daß alle Fabrikanten ihre Bauten selbst ausführten, entweder unter der Aufsicht und nach den Zeichnungen eines Architekten oder nach eigenen Zeichnungen und in eigener Regie. Dagegen ergab sich jetzt, daß zwar noch 376 Firmen Architekten zum Entwurf der Zeichnungen und zur Überwachung der Bauausführung benutzten, daß aber schon 318 Firmen es vorzogen die Anfertigung der Zeichnungen und die Ausführung des Baues einer einzigen Ingenieurbaufirma zu übergeben, nur noch 256 Fabrikanten sprachen sich für den Bau in eigener Regie nach eigenen Zeichnungen aus, 192 schließlich wollten die Zeichnungen selbst anfertigen, die Bauausführung aber einer Bauunternehmung überlassen. Es zeigte sich also, daß die früheren Methoden der Durchführung eines industriellen Baues (Regiebau nach eigenen Zeichnungen oder Selbstentwurf der Zeichnungen, aber Vergebung der Ausführung an eine Bauunternehmung) verlassen werden, während sich die neuere Methode, einer einzigen Ingenieurbaufirma den ganzen Bau zu übergeben, innerhalb eines Zeitraumes von noch nicht 10 Jahren aus dem Nichts fast bis zur Vorherrschaft entwickelt hat. Wenn auch die Methode, einem Architekten oder beratenden Ingenieur die Anfertigung der Zeichnungen und die Überwachung des Bauwerkes zu übergeben noch einen geringen Vorsprung vor der neuen Methode hat, so hat sie doch von allen vier erwähnten Systemen in den letzten 10 Jahren den stärksten Rückgang in der Beliebtheit zu verzeichnen gehabt.

Die Pflasterung der deutschen Straßen. Auf der Verkehrsausstellung in München haben die Landkreise von 12 deutschen Ländern Angaben über die Art der Pflasterung ihrer Kreisstraßen gemacht. Von den insgesamt 105 697 km waren versehen mit:

Schotter	76%	Klinkern	2%
Großpflaster	16%	Sonstigem Pflaster	3%
Kleinpflaster	3%		

Von den 51 556 km preußischen Provinzialstraßen waren versehen mit:

Großpflaster	12%	Steinschlagbahnen	77%
Kleinpflaster	7%	Bitumen	77%
Klinker-Bahnen	3%	Sonstigem Pflaster	1%

Auf den Bayerischen Staats- und Bezirksstraßen überwog bei weitem das Schotterpflaster.

Über die durchschnittlichen kilometrischen Unterhaltskosten wurden folgende Angaben gemacht:

	Jahr	
Von den preußischen Provinzen	1924	1509 M
„ „ „ „	1925	2449 M
„ „ Landkreisen	1925	903 M
Von Bayern (ohne Aufsicht und Verwaltung)	1925	900—1400 M.

Die Kosten der Neuanlage beziffern die preußischen Landkreise auf durchschnittlich 25 000 M pro km. In Bayern kostete ein 5 m breites Großpflaster 1924 pro km 60 000 bis 110 000 M, dasselbe Kleinpflaster 35 000 bis 55 000 M. pro km.

Verbilligung der öffentlichen Gelder und des Realkredites. Nach einer Meldung der „Deutschen Sparkassenzeitung" haben die Gemeinden und Gemeindeverbände beschlossen, bei Ausleihen an Girozentralen und Sparkassen bis auf weiteres höchstens 7½% Zinsen zu verlangen und diese Anstalten dafür zu verpflichten, Gelder im kommunalen Kreditverkehr mit durchschnittlich höchstens 8½% weiterzugeben und auch in ihrem übrigen Geschäftsverkehr den Zins auf einen möglichst niedrigen Satz zu beschränken. Von Privatbanken, denen von Gemeinden verbilligte Kredite zugeführt werden, wollen die Gemeinden verlangen, daß sie die Zinsermäßigung ihrem Kundenkreise voll zugute kommen lassen.

Das Bayrische Handelsministerium und die Bayrischen Bodenkreditinstitute erörterten gemeinsam, welche Maßregeln zur Minderung der Kosten des Realkredites möglich seien. Vor allem will man gemeinsam mit den Bodenkreditanstalten der andern Länder eine Senkung der Bonifikationssätze für den Pfandbriefvertrieb um mindestens ein Viertel der bisherigen Höhe durchführen.

Lion erwähnt im Berl.Tgbl., eine alte, angesehene Versicherungsgesellschaft habe einen hypothekarisch gesicherten Betriebsmittelkredit bei absolutester Sicherheit gegen 15% Zinsen vergeben. Zwar war ein Zinsfuß von 9% im Grundbuch eingetragen, aber die übrigen 6% wurden für die Laufzeit der Hypothek sogleich bei der Auszahlung als Damnum abgezogen.

Lion weist demgegenüber darauf hin, daß die Lebensversicherungsgesellschaften von ihren alten Verbindlichkeiten im Rahmen des Aufwertungsgesetzes befreit sind, daß sie höhere Unkosten auf ihre Prämien abwälzen können, daß sie in der Hauptsache das Versicherungs- und nicht Bankgeschäfte treiben sollen, sie sollen für die Prämiengelder, für die sie keinerlei Zinsen selbst zahlen brauchen, nur Anlage suchen. Die Versicherungsgesellschaften gehören zu den großen Verwaltern des Nationalvermögens und müssen die Interessen der Allgemeinheit im weitesten Umfang berücksichtigen. Aus all diesen Gründen bestände also für die Versicherungsgesellschaften kein Grund, höhere Zinsen als die staatlichen Körperschaften zu fordern.

Lion ist übrigens der Meinung, daß auf eine solche, als Damnum verschleierte Verzinsung der § 138 des B. G. B. anwendbar sein würde, d. h., daß ein solcher Vertrag wegen Verstoßes gegen die guten Sitten nichtig wäre. Er verlangt, daß möglichst bald wieder die Zinsbeschränkung nach § 247 BGB in einer der heutigen Zinshöhe angepaßten Form in Kraft gesetzt wird, um die Hemmung der Wirtschaftsgesundung durch unnötig hohe Zinsbelastung auszuschalten. (Nach § 247 BGB konnte der Schuldner nach einem halben Jahr und bei sechsmonatiger Kündigungsfrist ein Kapital (außer bei Inhaberschuldverschreibungen) kündigen, für das mehr als 6% Zinsen verlangt wurden, ohne Rücksicht auf alle entgegenstehenden vertraglichen Vereinbarungen.)

Anlage der Gelder der preußischen Sparkassen in Staats- und Kommunalanleihen. Nach einem Erlaß des preußischen Ministers des Innern sollen die preußischen Sparkassen vom 1. Januar 1926 ab, wenn ihr Einlagebestand 5 Millionen M nicht übersteigt, 15%, wenn der Einlagebestand 10 Millionen M nicht übersteigt, 20% ihres zinsbar angelegten Vermögens in mündelsicheren Schuldverschreibungen auf den Inhaber anlegen. Im Jahre 1925 braucht nur ein Viertel dieser Sätze in der vorgeschriebenen Weise angelegt werden. Mit diesem Erlaß lebt in etwas gemilderter Form das Gesetz über die Anlegung von Sparkassenbeständen in Inhaberpapieren vom 23. Dezember 1912 wieder auf, das durch die Inflation gegenstandslos geworden war. Nach diesem Gesetz müssen die Sparkassen je nach Größe 15,20 oder 25% ihrer Einlagen in Inhaberschuldverschreibungen investieren, davon 3/5 in Reichs- und Staatsanleihen. Wenn in der Rückkehr zu den Vorkriegsbestimmungen auch ein begrüßenswerter Schritt zur Umkehr der Sparkassen vom Personal- zum Realkredit zu sehen ist, so dürfen für die Finanzierung des Baumarktes doch keine Hoffnungen daran geknüpft werden. Die Industrie wird aus den Bestimmungen keinen Nutzen ziehen. Die Frankfurter Zeitung schätzt den Betrag, der theoretisch nach diesen Bestimmungen im Jahre 1925 neu angelegt werden müßte, auf 27 bis 42 Millionen Goldmark. In Wirklichkeit ist er jedoch geringer, da die Sparkassen zum Teil schon die Anlagevorschriften erfüllt haben. Wenn dann noch die 3/5 für Reichs- und Stadtanleihen berücksichtigt werden, so bleibt für den privaten Markt mündelsicherer Inhaberschuldverschreibungen nur sehr wenig. Und dieses Wenige wird hauptsächlich den landschaftlichen Pfandbriefinstituten und kaum den Hypothekenbanken zugute kommen, da den Pfandbriefen der letzteren meistens die Mündelsicherheit mangelt. Übrigens haben die Sparkassen sich in Presseäußerungen auch der Förderung des Hypothekenbankpfandbriefgeschäftes abgeneigt gezeigt.

Absenderangaben auf Briefsendungen. Wie der deutsche Industrie- und Handelskammertag mitteilt, beabsichtigt der Reichspostminister zur Erweiterung der Postordnung anzuordnen, daß die Anbringung von Firmenaufschriften und sonstigen Absenderabgaben und von Reklamen auf der Vorderseite von Briefumschlägen auf das linke Drittel der Vorderseite einzuschränken ist. Dadurch, daß bisher solche Angaben häufig quer über den oberen Teil des Briefumschlages gedruckt sind, ist ein ordnungsgemäßes Entwerten der Marken mit Briefstempelmaschinen behindert und die Bestellung der Sendungen wird dann verzögert. Überhaupt haben solche Aufdrucke einen immer größeren Raum der Vorderseite bedeckt und die Empfängerangaben dadurch unübersichtlich gemacht. Eine angemessene Frist für den Aufbrauch vorhandener, den geplanten Vorschriften nicht entsprechender Briefumschläge soll gegeben werden.

Zusammenlegung des Reichswirtschafts- und Reichsarbeitsministeriums. Nach Pressemeldungen soll die Absicht bestehen, zur Verkleinerung und Verbilligung der Reichsverwaltung diese beiden Ministerien zusammenzulegen, die, während des Krieges geschaffen, immer bedeutenderen Umfang angenommen haben.

Großhandelsindex

23. Sept.	30. Sept.	7. Okt.	14. Okt.	21. Okt.	28. Okt.
124,9	124,1	125,3	125,1	123,3	122,5

Lebenshaltungskostenindex

März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.
136,0	136,7	135,5	138,3	143,3	145,0	144,9	143,5

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen 29. 10. 25.)

4. Verordnung zur Aenderung der Goldabgabenordnung. Vom 12. Oktober 1925. (PR. Ges. Samml. S. 139.) Entsprechend der Regelung im Reich (vergl. Bauing. S. 888) werden auch die preußischen Steuerverzugszuschläge vom 15. Oktober ab auf ¾ % für jeden halben Monat herabgesetzt. Die Übergangsvorschriften sind die gleichen wie im Reich.

Wenngleich mit dieser Milderung die Verzugszuschläge für verzögerte Steuerentrichtung im Reiche und in Preußen gegenüber dem Stande vom Anfang des Jahres auf die Hälfte herabgesetzt sind, so bedeutet der jetzige Zuschlag doch noch immer einen Jahressatz von 18%. Die vom Reich berechneten Verzugszinsen sind also höher als die sonst irgendwo in der Wirtschaft üblichen, das muß im Hinblick auf die gefüllten Kassen des Reiches und den Mangel in der Wirtschaft besonders unberechtigt erscheinen.

Bekanntmachung über die Ablösung öffentlicher Anleihen in Baden. Vom 23. 10. 25 (R. Anz. Nr. 251). Der badische Innenminister gibt die Namen der von den Landeskommissären zu Treuhändern für die Ablösung der Markanleihen der Gemeinden und Gemeindeverbände in Baden bestellten Personen bekannt.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

Arbeitsrecht. a) Einstellungsverbot durch Beschluß des Arbeitgeberverbandes. Der Beschluß eines Arbeitgeberverbandes, daß seine Mitgliedsfirmen Arbeiter, die innerhalb der letzten 3 Monate bei einem anderen Mitgliede beschäftigt waren, ohne Einwilligung dieser Firma nicht einstellen dürfen, verstößt nicht gegen die guten Sitten. Vor allem ist das nicht der Fall, wenn der Beschluß so abgefaßt ist, daß seine mißbräuchliche Anwendung verhindert wird. (Beispiele: Es darf ein Einspruch gegen die Einstellung nicht aus persönlichen Gründen erhoben werden und ebenfalls dann nicht, wenn dem Arbeiter vom Arbeitgeber gekündigt ist). Bei der Einhaltung eines derart eingeschränkten Beschlusses stellt die Verhinderung der Einstellung des Arbeitnehmers keine zum Schadenersatz nach § 826 BGB verpflichtende Handlung dar. Ebensowenig kann von einer Schikane im Sinne des § 226 BGB die Rede sein, da der Beschluß eine wirtschaftliche Schutzmaßnahme der Arbeitgeber darstellt und nicht angewandt wird, um den Arbeitern Schaden zuzufügen, was besonders auch daraus hervorgeht, daß der bisherige Arbeitgeber bereit sein wird, die Arbeiter zu den früheren Bedingungen weiter zu beschäftigen (Urteil d. Gew. Ger. Berlin v. Mai 1924; ebenso Urteil d. LG. Potsdam v. 15. 12. 1921).

b) Ein Arbeitgeber ist nicht verpflichtet, einem Arbeiter andere als die bei seiner Einstellung vereinbarte Arbeit zuzuweisen. Diese Verpflichtung besteht auch dann nicht, wenn der Arbeiter infolge Krankheit unfähig wird, seine bisherige Arbeit weiter zu leisten. Damit ist das Vertragsverhältnis gelöst, und der Arbeitgeber gerät nicht in Verzug, wenn er das Angebot des Arbeitnehmers auf Leistung einer anderen — nicht vertragsgemäßen — Arbeit ablehnt (Urteil d. Berggewerbegerichts Dortmund, Kammer Witten, v. 13. 5. 1925).

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 8. Okt. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. R 60 719. Wilhelm Rode, Buer i. W., Hagenstr. 23. Quetschstücke zwischen dem Oberteil und Unterteil eines nachgiebigen eisernen Grubenstempels. 22. III. 24.

Kl. 20 d, Gr. 28. B 116 423. Maurice Bouffioux, Aachen, Pontwall 5. Einrichtung zur Verminderung der Gefahr des Entgleisens von Eisenbahnzügen. 5. XI. 24.

Kl. 20 g, Gr. 9. St 38 427. Victor V. Stoika, Bukarest, Rumänien; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Wasserkran für Eisenbahnen. 19. IX. 24. Rumänien 27. VIII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. H 100 413. Fritz Hezinger, Crimmitschau i. Sa. Vorrichtung zum Sichern von Eisenbahnzügen beim Überfahren des Haltesignals. 4. II. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. R 63 912. Gustav Rölle, Bommer, Ruhr. Stromschiene für elektrische Schleifleitungen. 28. III. 25.

Kl. 37 b, Gr. 3. E 30 503. Dr.-Ing. Fritz Emperger, Wien; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Hochdruckbetonrohr mit Umfassungsumschnürung. 21. III. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. M 88 667. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Kraggelenkbalkenträger. 28. II. 25.

Kl. 37 b, Gr. 6. H 97 347. Gebr. Himmelsbach Akt.-Ges., Feiburg in Baden. Schutzmantel für Holzmaste. 21. V. 24.

Kl. 37 f, Gr. 7. K 90 715. Fa. Dr.-Ing. Koch & Kienzle, Berlin. Untergrundbahntunnel mit Kraftwagenunterstand. 23. VIII. 24.

Kl. 37 f, Gr. 8. Sch 72 203. Leopold Schmalhorst, Helmholzstr. 1, und Bruno Petersen, Münsterstr. 15, Düsseldorf. Feststehende freitragende Luftschiffhalle in Kreis- oder Vieleckform. 26. XI. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. D 44 908. René Decolland, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung tonerdehaltiger Zemente aus einem Gemisch von Kalkstein und Bauxit. 9. II. 24. Frankr. 14. II. 23.

Kl. 80 b, Gr. 25. R 64 198. Karl Rösler, Bochum, Ottostr. 99. Verfahren zur Herstellung plastischer Massen, insbesondere für Teermakadam; zus. z. Anm. R 62 951. 1. V. 25.

Kl. 84 a, Gr. 3. A 42 737. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Schaltvorrichtung, insbesondere für Schleusenanlagen. 26. VII. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. G 63 916. Graue Akt.-Ges., Langenhagen b. Hannover. Wehrkörper mit aufgesetzter Klappe. 27. III. 25.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 82 962. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Klappenwehr mit abgebremster Wehrklappe. 5. XI. 23.

Kl. 84 a, Gr. 4. A 44 613. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Seilbahnanlage zur Ausführung von Gießbetonarbeiten. 22. V. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 8. Okt. 1925.

Kl. 19 f, Gr. 3. 420 813. Gottfried Schneiders, Berlin-Lichterfelde, Mittelstr. 22. Schildvortrieb für Strecken. 29. XII. 23. Sch 69 218.

Kl. 37 a, Gr. 4. 420 719. Karl Jäger, Frankfurt a. M., Rotteckstr. 2. Auf Biegung senkrecht zu ihrer Fläche beanspruchte Mauer aus Formsteinen. 12. I. 24. J 24 303.

Kl. 37 b, Gr. 3. 420 823. Fa. Carl Zeiß, Jena. Knotenpunktverbindung für eiserne Netzwerke. 9. XI. 22. Z 14 550.

Kl. 81 e, Gr. 30. 420 554. Compagnie des Transporteurs Simplex u. Albert Fouchy, Paris; Vertr.: K. Osius u. Dr. A. Zehden, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Weichenstellvorrichtung für Rollbahnen. 14. X. 23. C 34 066. Frankr. 7. XI. 22.

Kl. 81 e, Gr. 31. 420 621. Fa. Adolf Bleichert u. Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Bewegen von Massengut, insbesondere des Abraumgutes bei Braunkohlentagebauen. 20. IX. 24. B 115 759.

Kl. 84 a, Gr. 3. 420 692. Georg Lödel, Georgensgmünd, Bayern. Hebewerk mit Spindelantrieb für bewegliche Wehrteile, Schleusentore und ähnliche Verschlußteile. 10. V. 21. L 53 069.

Kl. 85 c, Gr. 6. 420 555. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Sieb- oder Rechenband zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung; Zus. z. Pat. 386 290. 17. IV. 25. G 64 054.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Festschrift, aus Anlaß des 50-jährigen Bestehens der Wayß & Freytag A.-G. 1875—1925. Verlag von Konrad Wittwer in Stuttgart.

Anläßlich ihres Halbjahrhundert-Bestehens gibt die A.-G. Wayß & Freytag eine Festschrift heraus, in jeder Hinsicht würdig der Gesellschaft und ihrer hohen Verdienste um den Beton- und Eisenbetonbau. Vor dem Auge des Lesers zieht der Werdegang der Firma in den vergangenen 50 Jahren vorüber, eine Entwicklung, die zum Teil gleichbedeutend und gleichlaufend ist mit der des Verbundbaus in Deutschland. Die offene Handelsgesellschaft Freytag und Heidschuch (bis 1884), die Erwerbung des deutschen Monierpatentes durch Wayß, die Berliner Belastungsversuche dieses in Verbindung mit Koenen, die Monierbroschüre, die Gründung und Entwicklung der Firma Wayß & Freytag, deren Umwandlung in eine A.-G., ihre vorbildliche und führende Tätigkeit im In- und Auslande, alles das findet seine geschichtliche Würdigung. Daneben sind die wichtigsten Entwicklungsstadien des Verbundbaus nach der Zeitfolge geordnet, beginnend vom Lambotschen Patent (1855) an, übersichtlich zusammengefaßt und für die Geschichte des Eisenbetonbaus besonders wertvoll einige Stellen aus dem 1861 erschienenen Werke von François Coignet „Der Beton im Bauwesen", wiedergegeben, aus denen unstreitbar die heute bereits bekannte Tatsache sich ergibt, daß lange vor den Monierpatenten der Eisenbetonbau eigentlich schon erfunden, auch in seiner statischen Wirkung gewürdigt war und zur Ausbildung von Decken, Dämmen und Staumauern, flachen Gewölben, Rohren usw. Anwendung gefunden hatte.

Der Festschrift sind eine Anzahl hochwertvoller Abhandlungen beigefügt, von denen hier besonders hervorgehoben seien: Die Berechnung der Winkelstützmauern von Prof. Dr.-Ing. e. h. E. Mörsch, die Behandlung einiger Festigkeits- und Betonfragen bei Bauwerken im Bergwerks- und Hüttengebiet vom Privatdoz. Dr.-Ing. R. M. Mautner, Düsseldorf (Aachen); Die Berechnung der Schwingungen von Turbinenfundamenten von Dipl.-Ing. G. Ehlers, Berlin; Die Berechnung einreihiger Zellensysteme von Dr.-Ing. A. Ritter, Düsseldorf; Lehrgerüste in Holzfachwerkkonstruktion von Dr.-Ing. E. Pichl, Stuttgart, und eine weitgespannte Eisenbetonhalle (St. W. = 49,30 m) von Obering. C. Fischer, Wien. In einem Anhange ist eine große Anzahl von der Wayß & Freytag A.-G. ausgeführter Bauwerke im Bilde wiedergegeben. Sie liefern den Beweis für die in Vergangenheit und Gegenwart gleich großzügigen, vielgestaltigen und mustergültigen Leistungen der Firma und lassen erkennen, wie aus richtiger statischer Formgebung und Kraftverfolgung künstlerisch hochwertvolle Bauwerke entstehen können, die in wahrstem Sinne zu den Monumentalbauten gezählt werden können und zeigen, wie der schaffende Ingenieur und Künstler das neue Baumaterial im Laufe der Zeit gelernt hat zu beherrschen und zu meistern.

So stellt denn die Festschrift der A.-G. Wayß & Freytag nicht nur eine hervorragende wertvolle Wiedergabe der Entwicklung der um den Verbundbau hochverdienten Firma, sondern in noch höherem Maße ein Gesamtbild des technischen und wissenschaftlichen Werdeganges des Eisenbetonbaus in Deutschland dar, zugleich zeigend, wie diese Entwicklung in der engsten Verbindung von Theorie, Praxis und Versuchsforschung begründet und getragen war. Die Festschrift mit ihrem vielgestaltigen Inhalte stellt eine dauernd wertvolle Bereicherung der Literatur über den Verbundbau dar und sei allen Fachgenossen auf das wärmste empfohlen. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Vortragsreihe der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech).

In Ergänzung unserer Nachrichten in Heft 26 d. J. weisen wir unsere Mitglieder darauf hin, daß die angekündigte Vortragsreihe der Akotech mit einem Vortrag des Herrn Oberingenieur Siegfried Hartmann, am Donnerstag, den 12. November, abends 6½ Uhr, im **Saal 120 H** der Technischen Hochschule, beginnt.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 13. November 1925 Heft 32

ÜBER DEN BAU VON DRUCKWASSER-LEITUNGSSTOLLEN IM GEBIRGE.

Von A. Feller, Zivilingenieur, Zürich-Wollishofen.

Übersicht. I. Die Aufgaben des Stolleningenieurs: Sie bestehen in Sicherung und Abdichtung der Druckstollen. Ihre Wechselbeziehungen werden an drei Beispielen erklärt. — II. Das Überwinden des Gebirgsdruckes: Verwertung des geologischen Befundes zur Dimensionierung der Druckprofile unter Berücksichtigung von Innendruck. Trassieren von Druckstollen. — III. Das Verhüten des Wasserverlustes: a) Suchen nach einem geeigneten Mittel, das auf Grund geologischer Befunde im Lehm oder Ton gefunden wird. b) Die Eigenschaften von kolloidalem Lehm oder Ton. c) Seine Anwendung im Stollenbau. — IV. Über systematische Abdichtung und Entwässerung: Man überweise den gesamten Wasserdruck dem Felsen, nur sorge man für Abdichtung. Durchgehende Abdichtung befürwortet als einzige Beruhigung gegen Wasserverluste. Drainage während und nach dem Bau. Ihre richtige Anlage in Steigschächten.

I. Die Aufgaben des Stolleningenieurs.

Beim Bau von Druckwasser-Leitungsstollen im Gebirge hat der Ingenieur zwei Hauptaufgaben zu lösen:

1. Das Überwinden des äußeren Gebirgsdruckes, wenn sich solcher zeigen sollte, was gleichbedeutend ist mit der Sicherung des Bauwerkes gegen Einsturzgefahr und
2. das Verhüten auch des kleinsten Wasserverlustes, weil für ihn das kostbarste Gut das Wasser ist.

Abb. 1. Druckstollen in standfesten, zerklüfteten oder porösen Gesteinsarten (Sedimente, Eruptivgestein, kristalline Schiefer).

Abb. 2. Druckstollen in „treibenden", weniger standfesten, undurchlässigen Gesteinsarten (Sedimentschichten aus Mergel, Ton, Gips oder Anhydrit).

Abb. 3. Druckstollen in nichtstandfesten Gesteinsarten (Sedimente, kristalline Schiefer), in Verwitterungszonen und Ablagerungen (Moränen, Flußgeschiebe, Bergstürze, Gehängeschutt).

Der zweiten Aufgabe kommt überragende Bedeutung zu, da sie bei allen Druckstollen auf deren ganzen Länge gelöst werden muß. Anders steht es mit der ersten, indem sich der Bauingenieur nur streckenweise vor dieses Problem gestellt sehen wird. Ob nur die eine Frage nach der Dichtung oder auch die andere nach der Sicherung vorliegt, ergibt sich aus den angetroffenen geologischen Verhältnissen. Es soll nun an drei Beispielen mit verschiedenen geologischen Annahmen gezeigt werden, wie durch den Aufschluß des Gebirges beim Stollenvortrieb die Fragen entstehen und zu beantworten sind.

1. Beispiel (Abb. 1).

Es ist der Fall denkbar, wo der Stollen in hartem, gut geschichtetem Kalk liegt. Der einzelne Block würde vorzüglichen Haustein liefern, aber das Ganze weist größere oder kleinere Spalten auf, die ganz oder teilweise mit Calcit zugewachsen sind. Von Gebirgsdruck ist keine Spur vorhanden, doch ist die ganze Schicht in höchstem Grade der Klüfte wegen wasserdurchlässig. Da das Gebirge standfest ist, würde ein Verpappen der Verbindungswege zwischen Spalten und Klüften oder grottenähnlichen Höhlungen und dem Stolleninnern genügen, um dem Wasser den Ausweg zu sperren.

2. Beispiel (Abb. 2).

Der Stollen durchfährt auf weite Strecken nichts anderes als bunt gefärbte Mergel mit einzelnen, zerbrochenen Sandsteinschichten. Einmal bloß gelegt und in Berührung mit der feuchten Stollenluft gebracht, nehmen diese begierig Wasser auf. Sie quellen oder „treiben", wie man das nennt, und im ganzen Profil beginnt das Abbröckeln. Die Verwitterung bemächtigt sich immer tieferer Schichten. Es entstehen Risse und größere Schalen lösen sich ab. Starker Holzeinbau hält die gänzliche Verschüttung des Stollens auf. In einem als wasserundurchlässig bekannten Material ist nun gefährlicher Druck entstanden, und Aufgabe des Stolleningenieurs wäre vor allem, durch Einbauen eines kräftigen Druckprofils die Bewegung abzufangen. Dann müßte er später darauf sehen, daß kein Wasser die Mergel je erreichen kann. Die Kräfte, mit denen sich die treibenden Mergel die Raumvergrößerung erzwingen wollen, wird er kaum als Gebirgsdruck benennen, da ihr Ursprung chemischer Natur ist und ihre Zone von mehreren Metern Tiefe nur unter der Bedingung wachsen kann, daß die alten abgebrochenen Massen fortgesetzt, wie sie entstehen, weggeräumt werden, damit die Luftfeuchtigkeit auf neue Oberflächen einwirken kann. Sonst kommt die Bewegung bei gänzlichem Feuchtigkeitsabschluß zum Stillstand und das Druckprofil hat nur das Gewicht der nicht weit herum gelockerten Massen zu tragen. Es empfiehlt sich bei solchen geologischen Verhältnissen unverzüglich das ganze Profil auszubrechen und durch Ausmantelung mit Beton oder Mauerwerk die Mergel vor dem Lufteinfluß zu schützen, selbst dann, wenn der anfallenden Massen wegen kein Vortrieb mehr möglich sein sollte.

3. Beispiel (Abb. 3).

Angenommen seien Felsschichten, die beim Vortrieb sich als völlig dicht und trocken erweisen. Nach einiger Zeit jedoch beginnt die betreffende Strecke Bewegungen zu zeigen. Größere oder kleinere Massen würden einbrechen, wenn man nicht zu starkem Holzeinbau greifen würde. Dieser muß verstärkt werden, und nur mit Mühe gelingt es, der Bewegung Einhalt zu tun. Der Stolleningenieur redet nun von starkem Gebirgsdruck und meint damit das Gewicht der auf seinem Einbau liegenden großen gelockerten Massen. Diese werden größer oder kleiner sein je nach dem Gefüge der zerrütteten Schicht, die sich blockartig, brekzienartig oder gänzlich zermalmt zeigen kann. Der Entstehung dieses Druckes liegt im Gegensatz zu Beispiel 2 eine rein physikalische Ursache zugrunde, nämlich eine Störung des Gleichgewichtes, wie sie durch den Vortrieb eines Stollens eintreten muß, der auf eine allseitig eingespannte Schicht von an sich losem, aber zu einem Ganzen zusammengepreßten Material trifft, das weder durch ein kieseliges, kalkiges noch toniges Bindemittel verkittet ist. Die Auflockerung würde sich sehr weit herum erstrecken und hauptsächlich nach oben, wenn die Verschiebungsmöglichkeiten der Felsstücke durch immer feiner werdende Spalten nicht vermindert würden, bis dieselben vollständig fehlen und wieder Gleichgewicht herrscht. Der Stolleningenieur hat nun als erste Aufgabe ein Druckprofil einzubauen, um die bedrohte Strecke gegen Einbruch zu sichern, und als zweite den Stollen abzudichten.

II. Das Überwinden des Gebirgsdruckes.

Wird ein Stollen vorgetrieben, so setzt hinter der Stollenbrust die fortwährende Beobachtung des Gesteinsmaterials durch den bauleitenden Ingenieur ein. Zur Ergänzung seiner Beobachtungen benutzt er diejenigen der Mineure, die ihm manchmal wertvolle Angaben machen können. Aufmerksam verfolgt er Gesteinswechsel sowie Verschiebungen und entnimmt den Schichten die notwendige Anzahl von Handstücken für seine Sammlung. Makroskopisch bestimmt er deren Struktur und Textur und wenn möglich auch das Bindemittel bei Sandsteinen, Brekzien und Konglomeraten, ob kalkig, tonig oder kieselig. Doch reichen diese Befunde zu einem vollständigen Bild der geologischen und petrographischen Verhältnisse nicht aus. Den allgemeinen Charakter der Schichten muß er zu erkennen suchen, ob zerklüftet, wasserführend, in der Lagerung stark gestört, standfest oder nicht, ebenso das Verhalten des Gesteins innen gegen die Stollenluft und außen gegen die Witterung. Aus den vielen einzelnen Beobachtungen ergibt sich mit der Zeit ein Gesamteindruck und aus diesem notwendigerweise eine Schlußfolgerung, welche den Bauvorgang bestimmt. Nur diejenigen Ingenieure können den Berg richtig beurteilen, die täglich mit ihm zu tun haben und alle seine Geheimnisse kennen. Sie wissen auch, daß es unmöglich ist, das Problem der Dimensionierung von Druckprofilen so einseitig, d. h. rein mathematisch mit Hilfe von Zahlen über Gebirgs-, Gesteins- oder Würfelfestigkeit, mit Elastizitätsmoduln, Wärmekoeffizienten, Reibungswinkel, spez. Gewicht usf. zu lösen. Der ungeheuren Mannigfaltigkeit der Natur gegenüber, wie sie sich durch Schichtenwechsel und veränderlichen Chemismus innerhalb desselben Gesteins bei einer Stollenlänge von 5 oder 10 km ergibt, ist das Aufsuchen von genauen Formeln eine müßige Sache. Hier müssen Erfahrung und Beobachtung die theoretische Schulung ergänzen und sind vielleicht oft sogar ausschlaggebend.

In den drei einzig möglichen Fällen geht es ohne nachträgliche statische Untersuchung nicht ab, durch die der Bauleiter sich über die Zweckmäßigkeit seiner Anordnung zu vergewissern hat. Diese drei Fälle sind charakterisiert durch das Größer-, Gleich- oder Kleinersein des Innendrucks durch Wasser gegenüber dem Außendruck des Gebirges.

Das Problem ist dabei vollständig unabhängig von der Abdichtung zu betrachten, die eine Frage für sich ist.

Als Materialien stehen ihm zur Verfügung für Zug das Eisen und für Druck der Beton. Es ist nun der Fall denkbar, wo man auf Grund eines schwachen Holzeinbaues in Versuchung käme, auch ein schwaches Druckprofil anzuwenden. Nur fragt es sich, ob bei einem bestimmten maximalen Wasserdruck diesem nicht die Möglichkeit gegeben wäre, das Gewicht der losen Massen zu überwinden, welche auf dem Betonmantel ruhen (Abb. 2). Diese würden nach oben und seitlich zurückgeschoben, wobei der Beton bersten müßte (Blindstollen Spullerseewerk, Bauingenieur, Februar 1925). Da man die äußeren Kräfte nicht kennt und auch nie kennen wird, so ist man ganz unsicher, was anzunehmen ist. Man tut daher besser, sie zu vernachlässigen und rechnet das Eisen wie bei einem Rohr in freier Luft. Das Resultat ist also ein Betonprofil mit Eiseneinlagen, die den gesamten Zug infolge Innendruckes aufnehmen (1600 kg/cm²). Relativ zum Außendruck liegt ein überstarkes Druckprofil vor. Auf dieselbe Weise behandelt man den Fall des Gleichgewichtes zwischen Innen- und Außendruck, d. h. den Außendruck nimmt man als nicht existierend an. Der dritte und letzte Fall steht unter der Annahme, daß der Außendruck dermaßen vorherrschend ist, daß es dem Innendruck unter keinen Umständen möglich ist, den Betonmantel zu sprengen. Man hat also ein zum Innendruck relativ überstarkes Zugprofil. Dies ist der Fall bei sehr zerrüttetem Gebirge (Kommerell, Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk) sowie in Verwitterungszonen und mächtigen Ablagerungen. Bei der Ungewißheit der Richtungen, welche die äußeren Kräfte haben, greift man zu Eiseneinlagen, die sogar notwendig werden bei ausgesprochen einseitigem Schub in Ablagerungen, wie er bei Parallelstreichen mit dem Hang auftritt.

Allgemein gesprochen deckt sich die Aufgabe des Stolleningenieurs mit derjenigen des Tunnelingenieurs (Kommerell, Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk). Beide streben die Sicherung ihres Bauwerkes vor Einsturzgefahr an. Die beim Tunnelbau gemachten Erfahrungen gelten auch beim Stollenbau, der nur Tunnelbau im Kleinen ist, weniger große Felsenausbrüche verlangt und kürzere Zeit dauert. Gewöhnlich wird man keine solchen Schwierigkeiten antreffen, auf die man sich beim Bau von großen Alpentunneln vorsehen muß, weil diese Druckwasser-Leitungsstollen der Kraftwerke meistens nie so tief unter die Erdoberfläche zu liegen kommen und nie so lang ausfallen. Sie werden durch das Berginnere zu den äußeren Hängen angenähert parallel geführt und haben einen gewöhnlich zu klein gewählten Abstand von außen. Wenn sie sich zu sehr der Verwitterungskruste der Erdrinde nähern, die sowohl einige wie auch bis hundert und mehr Meter betragen kann, oder gar diese auf längeren Strecken durchstoßen, so laufen sie Gefahr, unerwünschte Schwierigkeiten zu treffen. Je tiefer man geht, desto bessere Bedingungen werden sich allgemein bezüglich Standsicherheit einstellen.

Nachdem nun die Stollenröhre vor äußern Gefahren allseitig gesichert ist, tritt nun die nicht minder wichtige Frage der Abdichtung des geschaffenen Hohlraums vor die Bauleiter hin.

III. Das Verhüten des Wasserverlustes.

a) Die Natur als Beispiel.

Wird nun später die Luft aus dem röhrenförmigen Raum durch das Wasser verdrängt, so ändern sich für die ganze Stollenstrecke die physikalischen und chemischen Bedingungen von Grund auf. Ehedem umspült von einem gasförmigen Medium, das Träger von Wasserdampf und Bohrmehl war, wird jetzt die Felsoberfläche einem flüssigen Medium, dem Wasser, ausgesetzt, das von hoher Lösungsfähigkeit für eine Menge von Substanzen ist und seine physikalischen Zustände von Druck und Temperatur fortgesetzt ändert. Zu welcher Anzahl von rein theoretischen Laboratoriumsversuchen die Erforschung dieser physikalisch-chemischen Vorgänge führen würde, kann man sich

denken. Doch praktisch lehren die Erfahrung und die Geologie zur Beruhigung der Ingenieure, daß es langer Zeiträume bedarf, bis eine Wirkung sichtbar wird oder gar Schaden bringt (Korrosion des Kalkes u. a.). In unserm gedachten Stollen, der in den Sedimentschichten der Alpen liegen soll, sind alle angetroffenen Mergel-, Gips- und Tonschichten mit Stampf- oder Gußbeton nach einem entsprechenden Druckprofil verkleidet und die Verkleidung im Scheitel mit Zementmörtel hinterspritzt worden (Abb. 4). In gleicher Weise wurden mehrere Schichten

Abb. 4. Schema für eine fertig ausgebaute Stollenstrecke.

behandelt, die bei der Alpenfaltung zerstört worden sind. Unverkleidet sind standfeste Kalk-, Sandstein- und Konglomeratfelsen geblieben, die sich aber stark zerklüftet wie die Kalke oder porös wie die Sandsteine gezeigt haben. Könnten wir diese Felsoberflächen, ebenso den porösen Beton der verkleideten Schichten mit einem plastischen, klebrigen und für das Wasser undurchlässigen Stoff überziehen, so müßten wir einen wasserdichten Stollen erhalten. Sehen wir uns in der Natur um, wie sie es macht, wenn sie Moore, Sümpfe, Teiche, Seen, Quellen entstehen läßt. Untersuchen wir die geologischen Verhältnisse, so finden wir als abdichtende Unterlagen jene eigenartigen plastischen Massen wie Lehm, Ton, Mergel, Seekreide, eine Sorte von wässerigen, schmierigen Substanzen, die man als Kolloide bezeichnet. Prüfen wir nun die Möglichkeit der Anwendung dieser zähen, teigigen, wasserundurchlässigen Stoffe auch für den Stollenbau.

b) Die Eigenschaften von kolloidalem Lehm oder Ton.

In Betracht kommt Lehm oder Ton, wie er in Ziegeleien oder Tonwarenfabriken gebraucht wird. Er ist verhältnismäßig billig, weil er überall in der Natur zu finden ist, und bedarf keiner großen vorausgehenden Behandlung mehr. Die sehr wechselvolle chemische Zusammensetzung lassen wir außer Acht, weil sie nicht maßgebend ist. Hauptsache für uns ist die Eigenschaft, daß sich diese Substanzen unter Wasseraufnahme in sehr stark klebrige, plastische Kolloide umwandeln. Nur als solche sind sie für unsere Zwecke der Stollenabdichtung brauchbar. Sie lassen sich ohne viel Mühe auf jede gewünschte Schichtstärke verarbeiten, wobei die einzelnen Klumpen durch Kneten, Pressen, Abziehen zu einer fugenlosen, von Luftblasen freien Masse zusammenschweißen.

Lehm oder Ton zeigen im allgemeinen wenig Neigung zu chemischen oder physikalischen Veränderungen, mit Ausnahme ihrer Empfindlichkeit gegen Wasser. An der Erdoberfläche frei liegender lehmiger, also kolloidaler Boden gibt nur unter Widerwillen seinen Wassergehalt in der Sommerhitze ab, trocknet aus, reißt und wird hart. Wie aber Regen eintritt, sind auch alsbald alle Erdsprünge verschwunden. Der Boden wird wieder weich, undurchlässig und über ihm sammelt sich das Regenwasser an. Wird der Lehm oder Ton demzufolge vor dem Austrocknen geschützt, so bleibt er weich, zäh, schmiegsam, dem Volumen nach konstant und absolut undurchlässig. Bessere Voraussetzungen zum Erfüllen dieser Bedingungen so, wie sie bei einem Druckwasser-Leitungsstollen vorliegen, kann man sich kaum wünschen. Es wäre daher angezeigt, mit umfassenden Versuchen über diesen neuen Baustoff zu beginnen, dessen sich unsere Lehrmeisterin Natur schon längst bedient, damit das seiner ausgiebigen Verwendung leider entgegenstehende Mißtrauen allmählich schwindet.

c) Seine Anwendung im Stollenbau.

Von hohem Wert für uns ist die Beobachtung, daß der Lehm oder Ton kein Wasserfeind ist wie die mannigfaltig auf den Markt kommenden Teer- und Asphaltprodukte. Weder die feuchten Felswände noch die feuchten Betonverkleidungen in unserm Stollen brauchen also mit der Lötlampe vorgetrocknet zu werden, vielmehr kann man die knetbar weiche Masse in jeder Stärke sofort auftragen. Da das von Hand geschieht und der Arbeiter die Felsoberfläche mit ihren Rissen, losem Gestein usw. vor seinen Augen hat, bietet er nach einigem Anlernen Gewähr dafür, daß er alles sorgfältig verstreicht und auch in die kleinsten Ecken mit seinem Material gelangt. Durch das Einkleiden in Lehm von Spitzen und Kanten am Gestein, durch das Ausfüllen aller vorkommenden Hohlformen damit, verschwindet das Zackige, Eckige des Profils. Die Formen werden milder, wobei die Rauhigkeit abnimmt, was wiederum günstiger auf den Wasserdurchfluß wirken würde. Setzen wir eine bloß mit solchem Lehmmantel ausgekleidete Probestrecke von 100 oder 200 m Länge Wasserdruck von mehreren Atmosphären aus, so wird sich, wie vorauszusehen ist, keine Veränderung am wasserdichten Lehm zeigen. Denken wir uns aber den ganzen Stollen fertig und durchflossen von Wasser, so wird sich das gelbliche Dichtungsmittel im Wasser anfänglich etwas lösen und dasselbe trüben. Den Turbinen aber kann das Mitschleppen des feinverteilten Schlammes im Wasser nicht schaden, sofern nur absolut sandreiner Lehm verwendet wurde. Eine Beschädigung des Mantels durch das raschströmende Wasser scheint bei seiner hohen Klebrigkeit von 2000 kg/m² (Kommerell, Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk) ausgeschlossen. Auch geben dieser Behauptung Beobachtungen in der Natur recht, wo Lehm in Bächen und auf Flußsohlen vom Geschiebe führenden Wasser kaum angegriffen wird. Von diesem Standpunkt aus betrachtet, könnte man vom Anbringen einer innern Stampf- oder Gußbetonschicht überhaupt absehen, wenn man nicht da und dort mit mangelhafter Arbeit zu rechnen hätte. Da ferner die Klebrigkeit nicht überall den Höchstbetrag erreichen wird, weil sie mit der Felsunterlage wechselt, so werden wir die Lehmschicht mit Beton verkleiden und für die Form auf das Kreisprofil als das geeignetste für den Wasserdurchfluß schließen. Die begrenzten Hohlräume im Scheitel des innern Betonmantels können wir leicht durch Zementinjektion füllen, worauf der Stollen gebrauchsfertig ist. Selbstverständlich reißt unter dem Einfluß des Druckwassers der Beton, welchem Vorgang aber keine Bedeutung beizumessen ist, da er keine statische Aufgabe zu übernehmen hat. Gerade was erwünscht ist, wird nun eintreffen. Unter der allseitigen Pressung, welcher der eingeschlossene Lehm ausgesetzt ist, fließt er langsam in die feinsten Ritzen des Gesteins (Abb. 1), sie abdichtend, ebenso in die Betonrisse und -poren (Abb. 2 u. 3), überall dem Wasser den Durchgang versperrend. Nach Jahren erst dürfte dieser Vorgang der Abdichtung seinen Abschluß finden, doch ist der Stollen schon bei Inbetriebnahme wasserdicht, weil er mit einer unzerreißbaren Lehmhaut ausgekleidet ist. Damit wäre durch das neue Verfahren eine weitere Lösung der zweiten Hauptaufgabe der Abdichtung gegeben. Preisermittlungen zeigten, daß ungefähr mit 9 bis 12 Fr. pro m² Felsoberfläche der Abb. 1 und mit 7 Fr. pro m² Betonoberfläche der Abb. 2 oder 3 zu rechnen ist. Diese Zahlen können sich in jedem einzelnen Fall verändern unter dem Einfluß des Abstandes von Lehmgrube im Flachland und Verbrauchsort im Gebirge, insofern sich in nächster Nähe kein Lehm findet.

Aber nicht nur beim Bau neuer Stollen, sondern auch bei der Rekonstruktion durchlässiger alter Stollen läßt sich das beschriebene Verfahren vorteilhaft anwenden. Im Beispiel der Abb. 5 handle es sich um eine nachträglich anzubringende Abdichtung, die gestattet, den Stollen wieder unter

Wasserdruck zu setzen, nachdem man der zahlreichen Risse wegen von einer Unterdrucknahme absehen und denselben als Freispiegelstollen benutzen mußte. Die Arbeit, die 4 Handlungen umfaßt, würde mit dem Zerstören der Teeranstriche als erster beginnen, wenn solche vorhanden sind. Darauf hätte man dem vom Eisenbahnbau übernommenen Profil durch Ausbetonieren der Ecken eine für unsere Zwecke günstigere Form zu geben. Nach diesen Vorbereitungen trägt man die Lehmschicht auf und könnte nun einen Schutzmantel aus Beton wie bei neuen Stollen anbringen. Doch in diesem Fall empfiehlt es sich, um möglichst wenig Profilfläche einzubüßen, den Beton durch Holz zu ersetzen, das ungefähr halb so viel Stärke braucht. An Stelle der Beton- tritt also eine Holzverkleidung, deren wasserseitige Oberfläche infolge Wasserdurchtränkung schwammig wird und dem Wasser eine glatte, beinahe reibungslose Wandung bietet. Was man an Profilfläche verliert, holt man an Geschwindigkeit ein, so daß das Endresultat Gleichwertigkeit mit dem vorgesehenen Profil sein dürfte. Vom Holz sowohl wie vom Lehm ist zu sagen, daß jedes für sich ein Dichtungsmittel darstellt, die in unserem Falle zusammenarbeiten, indem das Holz durch Quellen seine eigenen Fugen dichtet, wie bei einem Faß, und den dahinter steckenden Lehm preßt und ihn in alle Risse, auch in die feinsten zwingt, so daß eine vollkommene Abdichtung entsteht.

Abb. 5. Rekonstruktion eines durchlässigen Druckstollens mit Hilfe einer inneren Holzverkleidung auf Lehmunterlage.

IV. Über systematische Abdichtung und Entwässerung.

Ausgehend von der Überlegung, daß es keinem noch so hohen Wasserdruck möglich ist, die Berge zum Bersten zu bringen, weil deren Masse und Gewicht viel zu groß und deren Gefüge viel zu gut ist, wird dem entsprechend der gesamte Wasserdruck dem Fels überwiesen und seine Widerstandskraft nur in den Beispielen 2 und 3 in Betracht gezogen, wobei man auch nicht zu ängstlich bezüglich Risse im Druckprofil zu sein braucht, weil eine dicke Lehmschicht vorhanden ist, die nie reißen kann und von der sofort Substanz in alle entstehenden Risse gepreßt wird.

Abb. 6. Horizontalquerschnitt durch einen Steigschacht in standfestem Gebirge unter Ausschluß von äußerem Wasserdruck. Drainage bleibt offen.

Abb. 7. Horizontalquerschnitt durch einen Steigschacht im Ufer des Stausees; durchlässiges Gebirge; bei leerem Schacht äußerer Wasserdruck. Drainage geschlossen.

Ließe sich die Anwendung des Verfahrens für horizontale Druckstollen und wenige Atmosphären Druck allenfalls noch befürworten, so würden sicher Zweifel an der Anwendungsmöglichkeit für mehrere hundert Meter hohe Steigschächte (Abb. 6, 7 und 8) als Ersatz für gefährdete äußere oder schwierig zu erstellende Rohrleitungen entstehen. Um diese zu zerstreuen, vergegenwärtige man sich die Tatsache, daß die Gesteinsmasse auf dem Grunde 2,6 mal höhere innere Spannung infolge des spez. Gewichtes von 2,6 der Überlagerung aufweist, als sie später vom Wasser erhält, und daß der Felsen bei einem Explosionsdruck von einigen 1000 Atmosphären erst berstet. Unbedenklich überweise man daher den Wasserdruck dem Felsen. Das getan, bleibt nur noch die Frage nach der Abdichtung als der ausschließlichen Hauptfrage des Druckstollenproblems. Aber auch hier läßt uns das Material Lehm nicht im Stich. Für ihn, der unter Drücken von 20, 40 oder 80 t/m² steht, bieten die Risse aller Größen die einzigen Richtungen des geringsten Widerstandes, da er gegen die Stollenseite nirgends ausweichen kann. Das Wasser aber versperrt sich diese einzig möglichen Auswege durch die Ritzen selbst, indem wir es zwingen, den Lehm, der weich, zäh, teigartig ist und unter den hohen Drücken ins Fließen kommt, vor sich her in die sichtbaren und unsichtbaren Brüche im Felsen zu schieben. Daß dieses Arbeiten in den beiden Schichten der ungleichmäßigen Felsunterlage wegen mannigfache Risse im Beton erzeugt, ist selbstverständlich. Schollenförmig wird der Mantel brechen oder, in anderen Worten ausgedrückt, die Kräfte bauen sich nach ihrem Willen die nötigen Gelenke ein, deren sie zum Herstellen eines sicheren Gleichgewichtzustandes bedürfen. Der Vorgang ist ungefährlich, weil Verschiebungen von solchem Umfange, daß Betonschollen herausfallen, ausgeschlossen sind, dabei abgesehen von der Klebrigkeit von 2000 kg/m² bei einem Gewicht der Scholle von vielleicht 1000 kg/m².

Es ist nun gezeigt worden, daß sich das neue Verfahren sowohl für horizontale wie auch für vertikale Strecken der Wasserzuleitungsorgane eignen würde. Nun hat man aber in der Praxis von Auskleidung oder Abdichtung irgendwelcher Art der Stollen abgesehen, wo man glaubte, auf Wasserundurchlässigkeit hoffen zu können. Sie scheint vorhanden zu sein, doch fragt es sich, ob der Ingenieur nicht einen Fehler in der Zeitrechnung begeht, weil das Wasser im Aufsuchen des Weges nicht nur Wochen oder Monate, sondern Jahre bedarf, bis es den Ausweg an die Erdoberfläche gefunden hat. Könnte man vielleicht die Abdichtung bei Stollen in Eruptivgesteinen, wie Granit-, Diorit usw., weglassen, so wird die Sache doch bedenklicher bei Sedimenten wie Flysch, Schiefer, Kalk- oder Sandstein. Wird von Ausführen einer Abdichtung abgeraten, weil sich das durchfahrene Gebirge als trocken erweist und für das menschliche Auge keine Spalten und Ritzen zu erkennen sind und die Geologen die Felsmassen als undurchlässig bezeichnen, so ist dagegen einzuwenden, daß wir im Grunde darüber nichts wissen, weil dem Auge nur Oberflächenformen und Verhältnisse sichtbar sind. Klüfte, entstanden durch Schub und Abkühlung in diesen großen Eruptivmassen, sind denkbar und auch für in der Nähe vorbeifließendes Stollenwasser zu erreichen. Das Vorhandensein von Kristallhöhlen und Gängen, wenn auch selten vorkommend, gibt Anlaß zu verschiedenen Bedenken. Will man alle Zweifel und Mutmaßungen über Wasserverluste endgültig beseitigen, den Stollen dauernd unter Kontrolle haben, so muß man sich von der Natur unabhängig machen, d. h. man wird in unserem Falle, wie bei Sedimentgestein der Abb. 4, zu systematisch durchgeführter Abdichtung der ganzen Stollenlänge übergehen, unbekümmert um Gesteins- und Schichtbeschaffenheit.

Abb. 8. Vertikalschnitt durch einen Steigschacht mit richtig angelegter Drainage.

Von dem Zeitpunkt an, da der Stollenerbauer seine Stollen dem Betrieb übergeben hat, weiß er über dessen Verhalten

betreffend Dicht- oder Nichtdichtsein nichts mehr zu sagen. Ein Gefühl der Unsicherheit muß jeden beim Bau Beteiligten beschleichen, der die vorausgegangenen Spekulationen über Undurchlässigkeit mit erlebt hat. Beim Vortriebe hat man so viele verschiedene Gesteinsschichten angetroffen, daß man unwillkürlich Vergleiche auf Undurchlässigkeit gezogen hat, d. h. man hält die einen für undurchlässiger als die anderen, aber Bestimmtes weiß man nicht zu sagen. Die Unsicherheit wird noch weiter gesteigert durch die Anwendung eines nicht zugfesten Materials, wie es der Beton oder Zementmörtel in den Auskleidungen oder Abdichtungen darstellt. Die äußeren Kräfte verlangen druckfestes Material, die inneren zugfestes. Ein Material, das sich das eine mal ziehen läßt, ohne zu zerreißen, das andere mal drücken, ohne zu stauchen, gibt es nicht. Wir brauchen daher zwei Materialien. Irrtümlicherweise hat man die beiden Aufgaben der Sicherung und Abdichtung vermengt und sie durch Konstruktionen in Eisenbeton oder durch Betonverkleidungen mit innerm Torkretmantel oder Zementmörtelverputz zu lösen gesucht. Das nachträgliche Verpappen der Betonporen mit Teerprodukten hat nur die Flächen zwischen den Rissen gedichtet, die Risse selbst aber nicht überbrückt.

Über den Wert oder Nichtwert der Drainage gehen die Meinungen auseinander. Man kann natürlich Rinnsale in den Felsen zustopfen und das Wasser mag dann gehen, wohin es will, ebenso kann es gehen mit Wasserverlusten von der Stollenseite her, die man ignoriert, bis größerer Schaden außen an der Erdoberfläche ein Nachspüren der Ursache verlangt. Damit geben wir aber die Herrschaft über die Natur auf, so daß ein vorsichtiger Stolleningenieur die Drainage einbauen und offen halten wird. Auch in Verbindung mit dem Bauvorgang leistet sie gute Dienste. Grundsätzlich wären Wasserzuflüsse in Röhren (Blei-, Ton- oder Zementröhren) abzufangen und in die Drainage zu leiten. Zu geschehen hat das so, indem man außer Profil geht, schlitzartig aussprengt, die Rohre versetzt und einbetoniert. Darüber weg folgt dann die Lehm- und Betonschicht (Abb. 9). Am Ende der Drainage empfiehlt es sich, eine kleine Meßvorrichtung und einen Syphon der Kalkausscheidungen wegen einzubauen, der Luftbewegung im Röhrensystem und somit Krustenbildung verhindern soll.

Abb. 9. Querschnitt durch einen Druckstollen mit richtig angelegter Wasserfassung außerhalb des Profils.

Die Beispiele der Abb. 6, 7 und 8, sollen die besondere Rücksicht auf die geologischen Verhältnisse bei Steigschächten zeigen. Richtig ist die Drainage nur angelegt, wenn sie die Fallinie der Schichtflächen im tiefsten Punkt trifft. Im Beispiel der Abb. 7 ist ein Sonderfall behandelt, wie er selten vorkommen wird. Die durchlässigen Schichten des Sees füllen sich mit Wasser. Darin liegende Stollen oder Steigschächte erhalten, wenn sie leer sind, starken äußeren Wasserdruck, dessen Angriffspunkte auf dem Betonmantel nicht zu ergründen sind. Man wendet dann in solchen Zonen stärkere Druckprofile durchgehend an.

Beide Verfahren der Lehmabdichtung mit innerem Schutzmantel von Beton oder Holz sind vom Verfasser zum Patent angemeldet.

DER WETTBEWERB UM DEN ENTWURF DER FRIEDRICH-EBERT-BRÜCKE ÜBER DEN NECKAR IN MANNHEIM.

Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin.

(Fortsetzung von S. 900.)

5. Kennwort: „Freier Blick II" und „Kraft-Schönheit".

Unter den bindenden Eisenbauangeboten sind noch vorgenannte Entwürfe zu nennen, welche nach dem vom Tiefbauamt zu Mannheim für das Preisgericht aufgestellten Verzeichnis mit 1 828 600 RM, letzterer mit 1 530 000 RM., angeboten sind. Ersterer weist 14 durchlaufende Blechträger aus Flußstahl 37 unter der Fahrbahn auf. Die Stützweiten betragen 59, 80 und 59 m. Die Fahrbahn besteht, was beachtenswert ist, aus Kiesbeton auf Horizontalblechen. Abweichungen von den Wettbewerbsbedingungen scheinen nicht vorhanden zu sein. Der letztere Entwurf stellt eine Hängebrücke mit vollwandigen Versteifungsträgern dar über 40, 120 und 40 m weite Öffnungen. Die Kette besteht aus hochkantig gestellten Flacheisen, mit Bolzen verbunden. Der Baustoff ist St. 48. Auch hier sind keine Abweichungen von den Bedingungen zu verzeichnen. Leider ist dem Verfasser über weitere Einzelheiten keine Kenntnis zuteil geworden.

6. Kennwort: „Von Ufer zu Ufer".

Den Entwurf hat die Firma Beuchelt & Co. A. G., Grünberg i. Schles., bindend mit dem billigsten Angebot von 1 340 925 RM. eingereicht. Unter ihrer Mitwirkung und der des Architekten Max Taut in Berlin ist er vom Verfasser aufgestellt. Er ist in der Abb. 37 dargestellt. Die Mittelöffnung ist 98,60 m und die Seitenöffnungen je 49,30 m weit. Der Überbau besteht, um die Höhenlage

Abb. 37. Ansicht „Von Ufer zu Ufer".

der Bedingungen zu erfüllen, aus zwei über der Fahrbahn von Ufer zu Ufer sich schwingenden Bogen aus Rahmenfachwerk ohne Diagonalen, die in der Mittelöffnung durch Stabbogen gestützt sind, deren Stützpunkte in den Mittelpfeilern in Höhe der Fahrbahn und so weit darunter liegen, daß die Auflager noch hochwasserfrei bleiben. Diese Hauptträger liegen neben der Fahrbahn. Die statische Wirkung dieser Bauart ist die umgekehrte wie bei einer Kettenbrücke mit Ver-

Abb. 38.

steifungsträgern. Hier liegt der Versteifungsträger in Bogenform oben; der Stabbogen in der Mitte ist die umgekehrte Kette, die als gedrückter Gurt unter der Fahrbahn der Seitenöffnung sich fortsetzt. Das vorbildlose System ist zweifach

Abb. 39. Hauptträgernetz.

Abb. 40. Querschnitt über dem Mittelpfeiler.

äußerlich und zweifach innerlich statisch unbestimmt. Für Eigengewicht, also bis zur Fertigstellung des Überbaues mit Fahrbahn, wird durch Einschaltung zweier Gelenke in der Mittelöffnung die Bauart statisch bestimmt, also alle verschiedenartigen Senkungen der Pfeiler einflußlos gemacht. Es ist durchgerechnet sowohl für St. 37 als auch St. 48. Letzteres ist erheblich günstiger. Die Durchbiegung beträgt im Höchstfalle $^1/_{1300}$ der Spannweite. Das Tragwerk ist wirtschaftlich, weil infolge des unter der Fahrbahn auch in der Mittelöffnung durchgeführten Zugbandes die bogenförmigen Versteifungsgurte weniger beansprucht werden und das System steifer wird als die Bauarten, bei denen der Versteifungsträger allein nicht genügend Höhe erhalten kann. Der bogenartige Versteifungsträger erhält entsprechend seiner Beanspruchung über den Mittelstützen die erforderliche Höhe und verjüngt sich nach den Enden und dem Scheitel zu. Es schwebte das Ziel vor, den ganzen Überbau über drei Öffnungen zu einer einheitlichen Gesamterscheinung zu bringen. Für den Schnellverkehr ist der Durchblick auch auf die Uferstraßen vom Fahrdamm aus hinreichend durch Vermeidung der Vollwandigkeit

gewahrt. Die in der Mittelöffnung erforderlichen hochliegenden Quersteifen zur Bildung des Vollrahmens tragen die Beleuchtungskörper. Die Mittelpfeiler sind mit Hilfe von Druckluft

+95,600 H.W. 1882
+94,480 94,460

Abb. 41. Längenschnitt an den Pylonen.

und eisernen Senkkästen, die Landpfeiler zwischen Spundwänden gegründet.

7. Kennwort: „Freie Sicht II".

Verfasser: Seibert, Saarbrücken, und Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier, München.

Technisch in hohem Maße beachtenswert ist der Entwurf einer Hängebrücke (s. Abb. 38), von welchem zunächst gesagt werden kann, daß er alle Forderungen der Wettbewerbsbedingungen streng innegehalten hat. Das gesamte Tragwerk liegt außerhalb der Fahrbahn und besteht aus Kabeln von spiraldrähtigen, patentverschlossenen Einzelseilen, die in den Widerlagern verankert und durch kontinuierliche Fachwerkträger versteift sind, deren Obergurte parallel zur Fahrbahnoberkante in Brüstungshöhe verlaufen. Das Verhältnis der Stützweiten der Seitenöffnungen zu den Mittelöffnungen beträgt aus statischen und schönheitlichen Gründen nicht wie meist gewählt $1/2$, sondern $1/3$. Sie betragen rd 40, 120 und 40 m (s. Abb. 39). Hierbei werden in allen Öffnungen die größten Biegungsmomente gleich groß. Der Verlauf der Hängelinie kann in den Seitenöffnungen viel straffer sein, da die Versteifungsträger schon allein wirken, was zu einer möglichst großen Einschränkung der Seitenöffnungen führt. Die Vergrößerung der Mittelöffnung erfordert zwar eine Verstärkung des Kabelquerschnittes, doch wird dies wieder durch die Ersparnis am Versteifungsträger sowie durch den Gewinn in schönheitlicher Hinsicht aufgewogen. Die Kabel haben das Eigengewicht der Brücke zu tragen, sind bei Annahme gleichmäßiger Belastung parabolisch mit 12 m Pfeilhöhe geformt. Der Untergurt des Versteifungsträgers verläuft im allgemeinen parallel zum Obergurt und ist an den Pylonenfüßen etwas heruntergezogen. Die Pylonen, über welche die Kabel ohne Unterbrechung geführt sind, haben eine wirksame Gestalt aus vollwandiger Blechkonstruktion erhalten (s. Abb. 40). Durch obere Querverbindung mit flachelliptischem Untergurt sowie durch Doppelquerträger an den unteren Enden der Ständer steif verbunden, ist das Portaljoch als ein auf zwei Kugellagern ruhender dreifach statisch unbestimmter Vollrahmen angeordnet. Wie Abb. 38 zeigt, muß diese Pylonenbildung gerade vom schönheitlichen Standpunkt als ein prächtiges neuzeitliches Eisenbaukunstwerk im Zusammenhang mit dem gesamten Brückenbild angesehen werden. Es erscheint noch von Interesse, auf die Bauart der Haupttragkabel etwas einzugehen. Jedes Kabel besteht aus 7 Drahtseilen von mindestens je 1020 t Zugfestigkeit aus gezogenem Tiegelgußstahl mit 125 bis 155 kg/mm² Bruchfestigkeit. Auf den Pylonenköpfen liegt es in gußstählernem Sattel. An den Enden geht es über gleichfalls mit großem Krümmungshalbmesser versehenen Lagerklötzen hinweg in die Widerlager. An diesen Stellen sind die sechs dreieckförmigen Hohlräume zwischen den 7 Einzelkabeln mit lanzettförmigen, beiderseits sehr schlank zugespitzten Füllstücken entsprechenden Querschnittes aus einer gegossenen Zinklegierung gefüllt. Ebenso sind die sechs äußeren Hohlräume am Umfang des Kabels gefüllt. Hierdurch wird eine satte Auflagerung und gleichmäßige Pressung aller Einzelteile bezweckt. Die Zinklegierung wird deshalb so gewählt, daß sie unter höheren Drücken plastisch wird und sich in alle Fugen einpreßt. Auch an sämtlichen Anschlüssen der Hängestangen mittels der Kabelschellen wird eine ähnliche Ausfüllung vorgenommen. Im übrigen sollen die Kabel auf

20000 +9,75 20000 H.W.1882 +95,597 Gelenk
90000 53800

Abb. 42. Ansicht zu Entwurf 8.

Abb. 43. Querschnitt durch die Mittelöffnung.

der ganzen Länge nachträglich durch Stahldrahtumwicklung gesichert werden. An den Kabelenden sind die sieben Einzelseile auseinandergezogen und jedes derselben für sich mittels eines fertig angegossenen Seilkopfes an dem in Widerlagern eingebetteten Trägerrost befestigt. Während der Montage

Abb. 44. Querschnitt durch die Seitenöffnung.

Abb. 45. Ansicht zu Entwurf 10.

sowie später können die Kabelenden mittels hydraulischer Pressen nachgespannt werden. Die Kabelschellen sind aus Stahlguß zweiteilig angeordnet und tragen das Knotenblech zum Anschluß der Hängestange. Die Oberflächenpressung zwischen Schelle und Kabel wird durch Anziehen der Verbindungsschrauben erzeugt. Nach amerikanischen Versuchen großen Maßstabes können 60 vH der in den Schrauben herrschenden Zugkraft als wirksame Reibungskraft in Rechnung gestellt, also hinreichende Sicherheit gegen Gleiten der Schellen erzeugt werden. Die Hängestangen aus Rundeisen können in der Länge durch Rechts- und Linksgewinde jederzeit reguliert werden. Die Versteifungsträger sind an den Enden durch im Widerlager einbetonierte Flacheisen am Steg des Endquerträgers verankert (s. Abb. 39). Auf den Mittelpfeilern schlüpft der Versteifungsträger durch den Pylonenständer hindurch, so daß dessen Untergurt nach oben und nach unten durch ein bewegliches Lager gegen den Pylonenständer gestützt ist. Abb. 40 und 41 lassen alle vorbeschriebenen Einzelheiten, auch die der Fahrbahnanordnung, ohne weiteres erkennen.

Während die Strompfeiler nur zentrische Belastung und normale Ausbildung erhalten haben, sind die Landpfeiler zwecks Aufnahme des Zuges der Kabelbrücke eigenartig ausgebildet. Durch Einbau von Eisenbetonträgern in Verbindung mit Eisenbewährung der Betonsohle ist das statische Zusammenwirken des gesamten im übrigen aus Stampfbeton bestehenden Fundamentkörpers gesichert. Für die Aufnahme der Kabel sind besondere Ankerkammern vorgesehen, welche dauernd zugänglich und auch bei höchstem Hochwasser trocken gehalten werden. Die Öffnungen, durch welche die Seile eintreten, sind mittels teergetränkter Segeltuchverkleidung so geschützt, daß der eindringende Regen durch besondere Rohrleitung abgeführt werden kann. Die Sicherheit des Widerlagers gegen Verschieben des ganzen umfangreichen Klotzes (s. Abb. 39) ist ohne Einrechnung des passiven Erddruckes 1,5fach.

Für die Aufstellung des Eisenbaues ist folgender Weg angegeben zu dem Zwecke, nur auf dem Vorlande Rüstungen einzubauen: Nur in den Punkten 5, 9 und 19 bzw 5', 9' und 19' (s. Abb. 39) werden Pfahljoche zur Unterstützung der Versteifungsträger errichtet, welche von beiden Seiten bis zu den Punkten 23 bzw. 23' frei vorgebaut werden. Nach Errichten der Pylonen werden die Kabel verlegt, und zwar in richtiger Länge zunächst nebeneinander auf dem Querriegel der Pylonen. Dann werden sie über den Pylonenköpfen und Landpfeilern auf die Lager gebracht unter gleichzeitigem Einbringen der oben erwähnten Futter und sodann die Schellen befestigt. Das Einziehen der Zugstangen erfolgt gleichzeitig in den Punkten 3 und 23, 5 und 21, 7 und 19, 9 und 17, 11 und 15, und zwar von beiden Ufern zur selben Zeit. Um eine Nachgiebigkeit des Kabels zwischen 23 und 23' zu verhindern, wird in der Mitte das Kabel mit einem eisernen Kasten beschwert, welcher entsprechend dem Einbringen der Hängestangen und der dadurch hervorgerufenen immer größer werdenden Spannung im Kabel mit Eisenschrott oder Betonwürfel belastet wird, und zwar derart, daß eine gleichmäßige Höhenlage des Kabels gewahrt bleibt. Hierauf erfolgt der weitere Vorbau gleichmäßig von Punkt 23 bzw. 23' nach der Mitte. Bei Anziehen der Hängestangen wird der vorgenannte Kasten entlastet und zuletzt ganz beseitigt.

Der Entwurf enthält, wie aus vorstehender Darstellung hervorgeht, eine große Zahl eigenartiger und vorzüglicher

Vorschläge, die für eine Hängebrücke größeren Formats an anderer Stelle von nicht zu vernachlässigender Bedeutung sind und viele Einwände gegen diese Bauart an sich entkräften. Es ist schade, daß der Ausführung an der geplanten Stelle, welche eine Hängebrücke wegen der Nähe der Friedrichsbrücke ausschließt, auch noch der allerdings nicht bindende Preis von 2 526 860 M. entgegensteht, Kosten, welche das bindende Mindestangebot um 86 % und das mit dem ersten Preis ausgezeichnete um 50 % übersteigen. Hoffentlich bietet sich aber bald an anderer Stelle mit größeren Spannweiten Gelegenheit, die Wirtschaftlichkeit des schönen Entwurfes zur Geltung zu bringen.

8. Kennwort: „Sonniger Neckar“.

Verfasser: Eisenwerk „Kaiserslautern“.

Der eingereichte Entwurf ist in den Abb. 42 bis 44 dargestellt. Die Stromöffnung mit 90, die Seitenöffnungen mit je 54 m Spannweite werden durch ein Tragwerk aus Baustahl 48 überspannt. Für die Ausführung in St. 37 ist eine Schätzung des Gewichts beigefügt. Auch hier zeigt sich die Brücke in St. 48 billiger als in St. 37. Die Kosten sind für St. 48 jedoch ohne Bindung zu 1 487 000 RM. errechnet. Das Tragwerk besteht aus Vollwandversteifungsträgern unter der Fahrbahn und in der Stromöffnung aus der Fahrbahn emporsteigende Vollwandblechbogen, beide durch schlanke Hängepfosten verbunden. Die zwischen Fahrbahn und Gehwegen stehenden Bogen sind durch zwei Vollwandportale im mittleren Drittel gegen einander abgesteift (s. Abbild. 43). Die Hauptversteifungsträger laden nach den Seitenöffnungen 9 m weit aus, so daß für die unter der Fahrbahn liegenden Hauptträger der Seitenöffnung 45 m Stützweite bleibt. Diese sind eine Schar von 10 Vollwandträgern mit 2,2 bzw. 2,0 Stehblechhöhe und 1,47 m Abstand von einander (s. Abb. 44). Sie sind durch steife Querrahmen verbunden und nehmen die Gesamtheit der Lasten unmittelbar auf. Jeder Strompfeiler ruht auf 2 Eisenbetonbrunnen, die zunächst offen und erforderlichenfalls unter Druckluft abgesenkt werden sollen. Bemerkenswert an diesem Entwurfe ist, daß die Bogen der Mittelöffnung über 17 m, also ungewöhnlich hoch emporsteigen, was in mehrfacher Beziehung nicht vorteilhaft ist. Im übrigen entspricht er allen Bedingungen des Wettbewerbs. Mangels weiterer Unterlagen, besonders der statischen Berechnung, kann näheres, namentlich auch über die Einzelheiten am Kragende nicht angegeben werden. Die Kosten sind zu 1 487 000 RM. ermittelt.

Abb. 46. Oberer Windverband.

Abb. 47. Querschnitt mit Windportal.

Abb. 48. „Freier Blick I“.

9. Kennwort: „Reichspräsident“.

Der Entwurf, zu dem keine Unterlagen weiter vorliegen, wird als eine Kettenbrücke mit aufgehobenem Horizontalzug über eine 99 m Mittel- und zwei 49,50 m Seitenöffnungen angegeben, deren Kosten zu 1 709 000 RM. in St. 48, 1 716 000 RM. für St. 37 berechnet sind. In den Pylonen sind Versteifungsträger im Rahmenfachwerk angeordnet. Die Hauptträger liegen zwischen Fahrbahn und Gehweg. Außerdem ist eine Neben-

lösung vorgeführt, wo die Hauptträger außerhalb der Gehwege liegen und in St. 48 auf 1 781 000 RM. Kosten berechnet sind. Überschreitungen der Wettbewerbsbedingungen sind nicht verzeichnet.

10. Kennwort: „Freier Blick I".

Verfasser: Dr.-Ing. Hingerle, Ludwigshafen; Dipl.-Ing. C. Santo, Mannheim, Reg.-Baumeister Karl Zenker, Ludwigshafen, in Verbindung mit dem Architekten Reg.-Baumeister H. Hanser, Mannheim.

Um die Brücke bedingungsgemäß zu gestalten, sind diese Verfasser auch auf Stabbogen mit vollwandigem Versteifungsträger gekommen (s. Abb. 45). Die Hauptträger liegen aber außerhalb der Gehwege, die in den Obergurten der Versteifungsträger bis Brüstungshöhe reichen. Stabbogen und Pfosten sind möglichst leicht ausgebildet, um den freien Blick über Fluß und Landschaft zu ermöglichen. Jedenfalls fürchten diese ortsangesessenen Verfasser keinesfalls hierdurch eine Störung des eindrucksvollen Bildes der Bergstraße (Odenwald). Die Mittelöffnung ist 105,60 m, die Seitenöffnungen sind je 46,20 m weit. Über Mittelachse des Versteifungsträgers hebt sich der Kragbogen 10,88 m. Die Versteifungsträger sind über den Strompfeilern 4 m, sonst 3 m hoch und kragen nach den Seitenöffnungen 12,80 m weit über. Die auf den Stabbogen wirkenden Windkräfte werden durch einen in der Fläche des Bogenobergurtes angeordneten Windverband (s. Abb. 46 und 47) aufgenommen, der seine Auflagerkräfte durch zwei Windportale in den unteren Windverband überleitet. Ein Windverbandhilfsgurt liegt über der Bordsteinkante, so daß die Fahrbahn nur durch Querverbindungen überspannt ist. Immerhin ist bei 19 m Entfernung der Hauptträger diese Versteifung des schwachen Stabbogens ein großer Übelstand, der dem sonst ansprechenden Entwurf zum Nachteil geworden ist. Die Kosten des Entwurfs sind infolge Anordnung der Hauptträger außerhalb der Fahrbahn außerordentlich hoch. Die Verfasser berechnen sie ohne Bindung auf 1 936 000 RM. Der Entwurf ist sonst gut durchdacht und macht in der Gesamtansicht aus der Ferne einen ansprechenden Eindruck. Abb. 48 zeigt jedoch, daß der Einblick in die Brücke zu unruhig durch den Windverband geworden ist und zu befürchten ist, daß die Brücke auch in der Nähe und von der Seite gesehen dadurch an Schönheit verliert. (Schluß folgt.)

ZUM STAND DER BERECHNUNG KREUZWEISE BEWEHRTER PLATTEN.

Von Dr.-Ing. Leitz, Privatdozent, Technische Hochschule München.

Seit Jahren ist die kreuzweise bewehrte Platte ein Gegenstand mit beträchtlichen Mitteln betriebener versuchstechnischer und theoretischer Forschung, ohne daß es bis jetzt zu klaren und eindeutigen Resultaten gekommen wäre. Von der zuerst angewandten Methode der Zerlegung der Platte in einzelne seitenparallele Balken (Bosch) oder auch mit Schrägbalken in den Ecken (Danusso) ist man mehr und mehr zur Elastizitätstheorie isotroper und ansitroper Platten übergegangen, und eine Reihe von Arbeiten behandelt dieses Kapitel mit z. T. beträchtlichem mathematischem Aufwand, um zu „genauen" und „scharfen" Werten der inneren Kräfte zu gelangen. Im umgekehrten Verhältnis dazu steht der Aufwand, mit dem man an die Grundfragen des Problems herantritt, wieweit nämlich eine Eisenbetonplatte bei den üblichen Armierungen als isotrop betrachtet werden kann und wie die auftretenden Verdrillungsmomente aufzunehmen sind. Der Verfasser hat sich mit diesen Fragen 1923[1]) befaßt und möchte die damals gemachten Ausführungen im folgenden ergänzen.

Richtlinien: Hierbei kann man von dem einen Standpunkt ausgehen, daß man die inneren Kräfte, welche die Elastizitätstheorie der isotropen Platte ergibt, als richtig annimmt und die Bewehrung der Platte derart ausgestaltet, daß sie alle Zugspannungen aufnimmt, und zwar durch Eisen, die die Richtung der Hauptzugspannungen haben, und dadurch dann ohne weiteres auch die Verdrillungsmomente aufnehmen sowie die von einer isotropen Platte zu verlangende Verdrillungssteifheit herbeiführen. Dies ergibt ungewöhnliche Armierungen (Schrägarmierungen in den Ecken der freiaufliegenden und in der Mitte des Plattenviertels der eingespannten quadratischen Platte).

Oder man hält an der Bedingung üblicher und praktischer Bewehrung fest, nämlich parallel den Seiten, dann muß die Bewehrung sich nach dieser Bewehrungsart richten, d. h. der verschiedenen Steifigkeit gegen Biegung in X- und Y-Richtung und gegen Verdrillung muß durch Anwendung der Theorie der anisotropen Platte oder ihr entsprechende Näherungsmethoden Rechnung getragen werden.

Die Querdehnungsziffer: Die in der Plattentheorie auftretende Frage der Querdehnung soll zunächst geklärt werden. Der Poissonsche Wert $1/m$ wird vielfach ohne weiteres zu 0,3 angenommen; Kleinlogel[2]) und ihm folgend Huber[3]) nehmen $^1/_6$ als mittleren Wert; Mörsch[4]) kommt zu $^1/_5$ bis $^1/_{10}$, abnehmend mit zunehmender Beanspruchung; der Eisenbetonkalender 1924, S. 76 gibt an, daß für Beton nach Bach und Föppl der Schubmodul $G = 0{,}5\,E$, woraus sich $1/m$ zu Null errechnet; Westergaard und Slater[5]) nehmen gleichfalls $1/m = 0$.

Dabei ist noch anzuführen, daß man dazu neigt, in der Theorie der Platten die Momente der reduzierten Spannungen (Ersatzmomente) als maßgebend anzusehen, welche bei $1/m = ^1/_6$ und isotropen Platten nur 3% kleiner sind als die Momente für $1/m = 0$, für welch letzteren Wert reduzierte Spannungen und statische Spannungen zusammenfallen. Demnach dürfte es am zweckmäßigsten sein, den unsicheren Wert $1/m = 0$ zu setzen und dadurch die Theorie zu vereinfachen.

Für jeden Wert von $1/m$ erhält man ein vollständiges Gleichgewichtssystem von inneren und äußeren Kräften, die sich in der Verteilung der Maximalwerte etwas unterscheiden. So ist für die freiaufliegende quadratische Platte mit gleichförmiger Belastung für $1/m = 0$ das Moment in Plattenmitte $0{,}0368\,p\,l^2$, das diagonale Moment in der Ecke $0{,}0462\,p\,l^2$ und für $1/m = ^1/_6$ in der Mitte: $0{,}0429\,p\,l^2$, in der Ecke $0{,}0385\,p\,l^2$, während der Mittelwert über die ganze Diagonale für jedes $1/m$ den Wert $\frac{p\,l^2}{24}$ für die Breiteneinheit des Schnitts betragen muß.

Es ist also für die Momente in Mitte und Ende der Diagonale derselbe Wert $1/m$ zugrunde zu legen, da sonst kein Gleichgewicht besteht. Der kleinstmögliche Wert des Biegungsmoments bei gleichmäßiger Verteilung über der Diagonale ist demnach $\frac{p\,l^2}{24} = 0{,}0417\ p l^2$

Mit $1/m = 0$ werden die Biegungsmomente

$$m_x = E\,i_x\,\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \text{ und } m_y = E\,i_y\,\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}$$

wo i_x und i_y die Trägheitsmomente der bewehrten Querschnitte, insoweit die Eisen senkrecht zu den Schnitten stehen.

Die Verdrillungsmomente bei der isotropen Platte. Durch die Durchbiegung der Plattenstreifen einer

---

[1]) Bautechnik 1923, S. 155. Leitz, Eisenbewehrte Platten bei allgemeinem Biegungszustand.

[2]) Armierter Beton 1912, S. 189.

[3]) Zeitschrift des Österreichischen Architekten- und Ingenieur-Vereins 1914, S. 557.

[4]) Der Eisenbetonbau, I. Bd., 2. Hälfte, S. 256.

[5]) Moments and stresses in stabs. American Concrete Institute, vol. 17, 1921.

Richtung werden die Streifen der dazu senkrechten Richtung verdrillt und letztere entwickeln einen Verdrillungswiderstand. Z. B. hat der Querschnitt eines Y-Streifens von der Breite 1 an einer Stelle die Neigung der elastischen Linie des ihn dort kreuzenden X-Streifens $\alpha_x = \frac{\partial z}{\partial x}$, so ändert sich die Querschnittsverdrehung des Y-Streifens in der Entfernung dy um $\frac{\partial \alpha_x}{\partial y} dy$ und auf die Entfernung 1 um $\frac{\partial \alpha_x}{\partial y} = \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}$; dies ist die Verdrehung pro Längeneinheit, und das entsprechende Torsionsmoment ist nach der Theorie der Platten für $1/m = 0$:

$$t_{xy} = E\,i\,\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y},$$

wobei das Kennzeichnende für isotrope Platten ist, daß der Faktor $E\,i$ genau derselbe ist, der in der Biegungsgleichung

$$m_x = E\,i\,\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \text{ und } m_y = E\,i\,\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}$$

vorkommt.

Für die freiaufliegende, isotrope, quadratische Platte kann man das Verdrillungsmoment folgendermaßen näherungsweise abschätzen. Wir denken die Platte zusammengesetzt aus X- und Y-Streifen, für die auf Grund der gleichen Durchbiegung in der Mitte sich eine Belastung $p_x = p\,\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$ und entsprechend für p_y errechnet. Der Durchbiegungspfeil eines X-Streifens ist $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_x l_x^4}{E\,i}$, wo i = Trägheitsmoment für die Streifenbreite $1 = \frac{h^3}{12}$.

Abb. 1.

Dabei wird ein Y-Streifen $C-C'$, der gleichfalls die Breite 1 habe, derart verdreht, daß seine Querschnittachsen am Rande festgehalten werden, in der Mitte jedoch die Neigung der elastischen Linie $A-A'$, sie sei α_x genannt, annehmen. Bei einem Pfeil der elastischen Linie von f kann α_x in der Mitte von AO zu $\frac{2f}{l_x}$ angenommen werden. Der Verdrehungswinkel des Y-Streifens pro Längeneinheit ist dann

$$\vartheta_x = \frac{2\,\alpha_x}{l_y} = \frac{4\,f}{l_x\,l_y}.$$

Nach der Plattentheorie entspricht dieser Verdrehung ein Verdrehungsmoment

$$t_{xy} = 2\,G\,i\,\vartheta,$$

wo G der Schubmodul, oder mit einer Poissonschen Zahl $\frac{1}{m} = 0$ wird

$$t = E\,i\,\vartheta = \frac{4\,f}{l_x\,l_y}\,E\,i.$$

Das gesamte von der Summe der Y-Streifen des Plattenviertels AOB auf die X-Streifen desselben Viertels ausgeübte Drehungsmoment ist $t\,\frac{l_x}{2}$, und auf einen X-Streifen von der Breite 1 entfällt ein Betrag von

$$\mathfrak{M}_x' = t \cdot \frac{l_x \cdot 2}{2\,l_y} = \frac{4\,E\,i\,f}{l_y^2},$$

dem auf der anderen Seite ein Moment im selben Betrag entgegen wirkt. Dieses Moment kann man sich erzeugt denken durch eine gleichmäßig verteilte Last von

$$p_x' = \frac{8\,\mathfrak{M}_x'}{l_x^2} = \frac{32\,E\,i\,f}{l_x^2\,l_y^2}$$

und unter Einsetzung des Wertes von f wird

$$p_x' = \frac{5}{12} \cdot \frac{l_x^2}{l_y^2} \cdot p_x;$$

dies ist der Lastanteil, der durch die Verwindungssteifigkeit der Y-Balken getragen wird. Marcus versieht ihn noch mit dem Faktor $\frac{2\,\mathfrak{M}_{x_{max}}}{\mathfrak{M}_{0x}}$, wo $\mathfrak{M}_{x_{max}}$ das maximale Biegungsmoment eines X-Streifens mit der Belastung p_x und wo

$$\mathfrak{M}_{0x} = \frac{p\,l_x^2}{8}$$

und erreicht dadurch seine Anpassung an Fälle länglicher Platten und anderer Auflagerbedingungen. Es ist

$$p_x' = \frac{5}{6}\,p_x\,\frac{l_x^2}{l_y^2} \cdot \frac{\mathfrak{M}_{x_{max}}}{\mathfrak{M}_{0x}} = \varphi_x\,p_x$$

und die Größe

$$p_x - p_x' = p_x(1 - \varphi_x) = p_x\,\nu_x$$

stellt den durch Biegung aufzunehmenden Lastanteil dar. Die Mitten- und Einspannungsmomente, die man auf diese Art erhält, decken sich ganz gut mit den Werten der Elastizitätstheorie der isotropen Platte für $1/m = 0$. Von Interesse ist es nun, den zahlenmäßigen Anteil der Verdrillungsmomente an der Lastübertragung festzustellen. Für die quadratische freiaufliegende Platte werden demnach $^5/_{12}$, bei durchlaufenden Platten $^1/_3$ bis $^1/_5$ und für die eingespannte Platte $^5/_{36}$ der Gesamtlast durch Verdrillungswiderstand aufgenommen. Am stärksten verdrillt werden bei freiaufliegenden Platten die Streifen längs der Ränder. Für die quadratische, gleichmäßig belastete Platte kann für einen Rand-X- oder Y-Streifen von der Breite 1 das Verdrillungsmoment t^* zum Doppelten des oben ausgerechneten mittleren Wertes geschätzt werden, entsprechend doppelter Größe der Neigung α_x der elastischen Linie in der Mitte des Randes:

$$t^* = 2\,t = \frac{8\,E\,i\,f}{l_x\,l_y} = 0{,}052\,p\,l^2.$$

Der genaue Wert der Elastizitätstheorie ist $0{,}0462\,p\,l^2$ für $1/m = 0$ [6]), anwachsend auf $0{,}068\,p\,l_x^2$ für eine in der Y-Richtung unendlich lange Platte.

Die Festhaltung eines verdrillten Rand-Y-Streifens erfolgt, indem in der Ecke das Verdrillungsmoment t^* durch ein Kräftepaar zweier Kräfte von der Größe t^* im Abstand 1 ersetzt wird. Die eine Kraft in der Ecke setzt sich mit der gleich großen der X-Streifen zur Eckkraft $Q_i = 2\,t^*$ zusammen, die andere im Abstand 1 davon auf dem X-Rand wird z. T. durch die entsprechende Kraft des nächsten Streifens aufgehoben und erzeugt einen zusätzlichen verteilten Auflagerdruck. Diese Betrachtung zeigt deutlich die Wirkungsweise der isotropen Platte; es ist klar, daß die am meisten verdrillten Streifen durch eine Bewehrung instand gesetzt werden

Abb. 2.

[6]) Leitz, Berechnung der freiaufliegenden, rechteckigen Platten, W. Ernst u. Sohn, Berlin 1914. Auszugsweise im Betonkalender wiedergegeben; für den hier nicht in Frage kommenden Fall c ist infolge Verwechselung bei Entnahme aus dem Original eine unzutreffende Tabelle entnommen; die Werte von K_6 sind mit ε^2 zu multiplizieren, desgleichen die dafür gegebene Annäherungsformel mit $^1/_{10}$; ferner: S. Anm. 5.

müssen, die Verdrillungsmomente aufzunehmen, denn sonst kann die entlastende Wirkung auf die Mittelmomente, die sich in der Anwendung des Faktors ν ausdruckt, nicht in Rechnung gestellt werden.

Ist bei der quadratischen Platte der kritische Punkt, wo die Verdrillungsmomente zum Vorschein kommen, die Ecke, so liegt er bei der eingespannten quadratischen Platte[7]) nahe der Mitte eines Plattenviertels, entsprechend der Lage der maximalen Neigung α_x, α_y der elastischen Linien der Mittelschnitte. Im Abstand 0,2 l vom X- und Y-Rand beträgt nach den Berechnungen des Unterzeichneten das Verdrillungsmoment $t = 0{,}0120\ p\ l^2 = {}^2/_3$ des maximalen Biegungsmomentes in der Mitte $m_0 = 0{,}0184\ p\ l^2$.

Armierung für isotrop gerechnete Platten. Wenn eine Platte als isotrop gerechnet ist, d. h. unter Voraussetzung gleicher Biegungssteifigkeit nach allen, nicht nur den X- und Y-Richtungen, nach Formeln der Elastizitätstheorie oder Näherungsformeln, die deren Wert wiedergeben (wie die Formeln, die den Faktor ν enthalten), dann muß die Armierung, um den Voraussetzungen nachzukommen, die Richtung der Hauptmomente (Hauptspannungen) haben und alle Hauptzugspannungen aufnehmen. Dies ergibt für die Ecke einer freiaufliegenden Platte die in Abb. 3 dargestellte Armierung, die bei der quadratischen Platte für ein Moment $m^* = 0{,}0462\ p\ l^2$ in den Ecken, abnehmend auf Null gegen Linie AE, auszuführen wäre. Sie entspricht auch der aus den Verdrillungsversuchen des Deutschen Ausschusses[8]) abgeleiteten richtigen Armierung des verdrillten Y-Streifens CC'.

Abb. 3.

Ziemlich derselbe Zustand herrscht in dem bereits genannten Punkt, 0,2 l von den X- und Y-Rändern entfernt, der eingespannten quadratischen Platte, wo die Eisen für ein Hauptmoment von $0{,}0130\ pl^2 = {}^2/_3$ des Biegungsmomentes in der Mitte zu rechnen sind. Für durchgehende Platten liegen die Verhältnisse zwischen diesen Extremen.

Abb. 4.

Die Armierung ist konstruktiv unbequem; man muß sich auch vor Augen halten, daß sie die Platte nur für diese und nicht zu sehr davon abweichende Fälle zur isotropen macht. Sie wird also praktisch keine größere Rolle spielen.

Die Anisotropie kreuzweise bewehrten Betons im allgemeinen.

Im Gegensatz zu den vorhergehenden Zeilen ist die Armierung der Eisenbetonplatten seitenparallel, und um deren Verhalten zu untersuchen, sei zunächst nur eine viereckig begrenzte Schicht MM'NN' von der Dicke 1 und der Seitenlänge 1, in Höhe der Eiseneinlagen betrachtet. Der Prozentsatz der Eisenanlagen sei φ_e. Wird sie durch eine Normalzugkraft σ_x beansprucht, so ergibt sich in der X-Richtung eine Dehnung von $\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{(1 + n\,\varphi_e)\,E_b}$ im Stadium I, und im Stadium II bei gerissenem Beton $\varepsilon_x' = \frac{\sigma_x}{\varphi_e\,E_e}$.

Abb. 5.

Wird diese selbe Schicht durch eine Schubkraft parallel den Rändern beansprucht, so erfolgt eine Schubdeformation nach Abb. 6. Man übersieht leicht, daß hierbei der Beton in Richtung M—N' gezogen, in N—M' gedrückt wird und dadurch der Verformung einen Widerstand entgegensetzt. Der Rost der Eiseneinlagen dagegen setzt dieser Verformung keinen Widerstand entgegen, die Eisen erfahren keine Längenänderung und bleiben spannungslos. Die derart bewehrte Platte setzt der Schiebung, gleichgültig welches die Stärke der Eiseneinlagen ist, keine höhere Steifigkeit entgegen als die reine Betonplatte. Man nennt dieses Verhalten Anisotropie. Noch deutlicher wird dies Verhalten, wenn wir aus Abb. 6 das Viereck OPO'P' herausnehmen und für sich betrachten. Dieses Viereck wird nach den Lehren des Spannungsgleichgewichts durch eine Zugspannung $\sigma_1 = \tau$ in Richtung M — N' und eine Druckspannung $\sigma_2 = \tau$ senkrecht dazu beansprucht, und weist bei $\frac{1}{m} = 0$ und da die Eiseneinlagen spannungslos sind, eine Dehnung auf $\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_b}$ wie reiner Beton und nicht $\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{(1 + n\,\varphi_e)E_b}$, wie es eine isotrope Platte tun müßte.

Abb. 6. Abb. 7.

Im Stadium II mit fortschreitender Verformung reißt der in Richtung M—N' gezogene Beton, und jetzt stellt sich der weiteren Verformung nur noch die Druckfestigkeit des Betons in der Richtung N—M' entgegen, die ein Zusammenklappen des Rostes der Eiseneinlagen verhindert. Den jetzt eintretenden Spannungszustand habe ich ausführlich in meinem Aufsatz in der Bautechnik 1923, S. 155 abgeleitet. Man kann jedoch auch so leicht übersehen, daß man einen mit Abb. 6 gleichwertigen Spannungszustand erhält, wenn jede Eisenschar auf die Strecke M—M' bzw. N—N' (= 1) je eine Gesamtzugkraft von der Größe τ hat, und der Beton in Richtung N—M' eine Druckspannung $= 2\,\tau$ entwickelt. Dieses Spannungssystem ist statisch gleichwertig mit der Schubbeanspruchung in Abb. 6, und man erinnert sich in diesem Zusammenhang daran, daß auch bei bügelbewehrten Balken die Bügel so berechnet werden, als ob sie die Schubspannungen in der senkrecht zu ihnen stehenden neutralen Schicht aufnehmen müßten.

Ist dieses Spannungssystem auch elastisch gleichwertig? Um dies zu untersuchen, sei die Dehnung ε_1 in Richtung M—N' betrachtet. Sie setzt sich, wie in dem getrennten Aufsatz dargelegt, zusammen aus der Dehnung der Eisen, die bei voller Beanspruchung $\frac{\sigma_{e\,zul}}{E_e}$ beträgt, dem Nachgeben durch Zusammendrücken des Betons, das $= \frac{2\,\tau}{E_b}$ ist, sowie den örtlichen Verdrückungen des Betons an den Kreuzungsstellen der Eisen $= \varepsilon_1'$:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_{e\,zul}}{E_e} + \frac{2\,\tau}{E_2} + \varepsilon_1'$$

Würde die Platte Abb. 6 von Normalspannungen von der Größe τ beansprucht, so wäre die Dehnung

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_{e\,zul}}{E_e}$$

die Platte wiese also in der Richtung MN' bedeutend größere Dehnungen gegen eine Normalspannung $\sigma_1 = \tau$ auf als gegenüber einer Zugbeanspruchung gleicher Größe in Richtung X oder Y.

---

7) Leitz, Berechnung der eingespannten rechteckigen Platte. Zeitschr. für Math. u. Phys. 1916, S. 270.

8) Mörsch, Der Eisenbetonbau, I. Bd., 2. Hälfte, S. 250, Abb. 705, S. 279, Abb. 744, 5. Auflage.

Suenson[9]) hat Platten Biegungsversuchen unterworfen, deren Zugzone kreuzweise mit Eisen in Richtung 45° zur Biegungsrichtung bewehrt war; das Spannungsbild der Zugzone entsprach also der Abb. 7, wenn man $\sigma_2 = 0$ setzt. Ihre Dehnung in der Diagonalenrichtung war bis zu 35 mal so groß als die Dehnung normal in der Biegungsrichtung armierter Balken.

Abb. 8.

Verhalten der seitenparallel, kreuzweise bewehrten Platte, insbesondere gegen Verdrillungsmomente; ihre Anisotropie. Wird eine nach den Richtungen X und Y bewehrte Eisenbetonplatte auf Verdrillung beansprucht, so erzeugt das Drillungsmoment ein linear verlaufendes Schubspannungsdiagramm, s. Abb. 8. Die Schubspannungen des Eisens liefern jedoch hierzu keinen Beitrag, der über den des von ihnen verdrängten Betons hinausgeht; es kommt daher, wie auch Huber angenommen hat, im Stadium I für die Verdrillungsmomente nur das Trägheitsmoment des nackten Betonquerschnitts in Frage:

$$t_{xy} = E\,i\,\frac{\partial^2 z}{\partial x\,\partial y} \text{ und } \tau_{xy} = \frac{t_{xy}}{i}\cdot\frac{h}{2}$$

wo $i = \frac{h^3}{12}$. Die Differentialgleichung der Platte lautet dann:

$$E\,i_x\,\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2\,E\,i\,\frac{\partial^4 z}{\partial x^2\,\partial y^2} + E\,i_y\,\frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = p$$

wie sie für allgemeine Werte von $\frac{1}{m}$ von Huber 1914 abgeleitet wurde[10]).

Im Stadium II hingegen ist von dem verdrillten Streifen C—C' der Abb. 8 keine erhebliche Verdrillungssteifigkeit i zu erwarten, insbesondere nicht an den Stellen großer Verdrillungsmomente. Die Verdrillungsversuche des Deutschen Ausschusses mit Säulen zeigen dies sehr deutlich (s. Mörsch I Bd. 2. Hälfte, 5. Auflage, Reihe 5 Abb. 704 und Diagramm Abb. 724). Zylinder, die kreuzweise, analog den Streifen C—C' unserer Abb. 8 bewehrt waren, ergaben bei geringer Bruchfestigkeit sofort nach Überschreiten der Rißgrenze Verdrehungen von dem 7fachen und mehr von denen der Cylinder der Reihe 7 die analog den Streifen C—C' unserer Abb. 3 bewehrt waren.

Es ist also daran festzuhalten, daß in Richtung Y und X kreuzweise bewehrte Platten für Verdrillungsmomente eine geminderte Steifigkeit aufweisen, die im Stadium II auf Null sinken kann.

Zur Beleuchtung der Verhältnisse seien die Schubspannungen in einem besonderen Fall ausgerechnet, und zwar nicht in der Ecke der freiaufliegenden Platte, wo sie relativ von allen Auflagerungsfällen die größte Bedeutung haben, sondern im Punkte im Abstand 0,2 l von den X- und Y-Rändern einer eingespannten quadratischen Platte. Dort ist das Verdrillungsmoment

$$t_{xy} = 0{,}0120\ p\ l^2.$$

Wird die Platte nach dem Mittelmoment 0,0184 $p\,l^2$ nach der Elastizitätstheorie (s. auch Marcus, Vereinfachte Berechnung, S. 21 mit 0,0180 $p\,l^2$) dimensioniert, so ist

$$h - a = 0{,}411\sqrt{0{,}0184\,p\,l^2} = 0{,}056\,l\sqrt{p}$$

und mit $a = 0{,}2\ h$ ist

$$h = 0{,}067\,l\sqrt{p}.$$

[9]) Beton und Eisen, S. 145.
[10]) Zeitschrift des Österr. Arch.- und Ing.-Vereins 1914, S. 557. Weitere Arbeiten in Bauingenieur 1923 und 1925.

Die Schubspannung in dem genannten Punkt wird

$$\tau_{xy} = \frac{t_{xy}}{h^2/6} = \frac{0{,}0720}{0{,}067^2} = 16\ \text{kg/cm}^2$$

senkrecht den Eiseneinlagen.

Sollen solche Schubspannungen, die bei der freiaufliegenden Platte noch wesentlich größer ausfallen, etwa nach Art des bei der bewehrten Schicht (Abb. 6 u. 7) für Stadium II betrachteten statisch gleichwertigen Spannungszustandes aufgenommen, d. h. statisch gleichwertig umgelagert werden, so müssen für eine Stelle mit den Biegungsmomenten m_x, m_y und dem Verdrillungsmoment t_{xy} die X-Armierung für ein Biegungsmoment $m_x' = m_x + t_{xy}$ und $m_x'' = m_x - t_{xy}$, die Y-Armierung für $m_y' = m_y + t_{xy}$ und $m_y'' = m_y - t_{xy}$ bemessen sein, so daß, wenn z. B. $t_{xy} > m_x$, eine obere und eine untere Armierung notwendig werden (nähere Ableitung Bautechnik 1923). Es treten jedoch trotzdem derart große Verdrillungsdeformationen ein, daß wohl kaum auf eine nennenswerte Mitwirkung der verdrillten Streifen im Stadium II gezählt werden kann. Ich habe in der Bautechnik 1923 noch vorgeschlagen, im Stadium II etwa mit der halben Drillungssteifigkeit des nackten Betons zu rechnen, also mit einem Trägheitsmoment

$$\frac{i}{2} = \frac{h^3}{24},\ \text{d. h. } t_{xy} = E\,\frac{i}{2}\cdot\frac{\partial^2 z}{\partial x\,\partial y},$$

glaube jedoch kaum, daß dies haltbar ist, und daß nach dem heutigen Stadium unserer Kenntnisse auf die Mitwirkung der Drillungsmomente bei der Kraftübertragung im Stadium II und damit bei der Dimensionierung verzichtet werden muß, da sie keinen zuverlässigen Faktor darstellen.

Es bleibt also

$$m_x = E\,i_x\,\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}$$

und

$$m_y = E\,i_y\,\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \text{ und } t_{xy} = 0$$

für kreuzweise und seitenparallel bewehrte Platten; die Momente in den Plattenmitten werden größer, die Eck- und Verdrillungsmomente fallen weg. Als Annäherungsverfahren kommt man wieder zur alten Streifenmethode zurück[11]), die die Grundlage der alten amtlichen Bestimmungen war. Ist δ_x die Durchbiegung eines X-Streifens (freiaufliegend, eingespannt oder durchlaufend, je nach Sachlage), δ_y diejenige eines Y-Streifens, so ist den X-Streifen eine Belastung

$$p_x = p\,\frac{\delta_y}{\delta_x + \delta_y}$$

zuzumessen und analog für die Y-Streifen; die so erhaltenen Momente kann man im Randgebiete, d. h. ab einer Entfernung von $^1/_4$ der kürzeren Spannweite vom X- und Y-Rand, auf Null abnehmen bzw. singgemäß in die Einspannungsmomente übergehen lassen. D. h. in den Marcusschen Formeln ist in allen Fällen, auch bei eingespannten Platten, $\nu = 1$ und $\varphi = 0$ zu setzen.

Zusammenfassung:

Im Stadium I kann die kreuzweise bewehrte Platte annähernd als isotrope Platte berechnet werden. Genau ist natürlich die Theorie der anisotropen Platte nach Huber mit den Trägheitsmomenten i_x und i_y der bewehrten Querschnitte für die Biegung und mit $i = h^3/12$ für die Verdrillung.

Im Stadium II, das für die Dimensionierung maßgebend ist, könnten die Werte der Elastizitätstheorie der isotropen Platte (und damit der Annäherungsformeln, die deren Werte wiedergeben) angewendet werden, wenn die Eiseneinlagen in der Hauptsache in der Richtung der Hauptzugspannungen liegen.

Für Platten mit kreuzweiser, seitenparalleler Armierung ist die Verdrillungssteifigkeit zu Null anzunehmen, d. h. auf die

[11]) Auch das Verfahren von Hager 1911 und Hotopp, Beton und Eisen 1922 entspricht dieser Auffassung.

Übertragung von Verdrillungsmomenten kann nicht mit Sicherheit gerechnet werden. Sie können nach der Theorie der anisotropen Platte (Huber) oder näherungsweise nach der Streifenmethode dimensioniert werden.

Aus diesen Ausführungen ist ersichtlich, daß die Elastizitätstheorie die Momente der Platte anders verteilt, als bei der Streifenmethode angenommen wird, daß diese andere Verteilung umständliche Betrachtungen und Bewehrungen erfordert und eine Ersparniss an Eisen kaum mit sich bringen dürfte. Eine weitere Klärung dürften noch Versuche bringen, die in Aussicht genommen sind. Bereits 1914 bei der ersten Arbeit des Unterzeichneten bezeichnete Engesser, dem ihre Beurteilung unterlag, als nächste Aufgabe nicht die Ermittlung weiterer Momentwerte für alle Auflagerungen, sondern die Betrachtung der Zusammenhänge zwischen Bewehrung und Verdrillungsmomenten. Im Anschluß an den Aufsatz in der Bautechnik 1923 verdanke ich den Herren Prof. Spangenberg und Prof. L. Föppl Anregungen, die ich in den obigen Ausführungen verwenden konnte, und für die ich meinen Dank hiermit abstatten möchte.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Das Technische Untersuchungsamt bei der Tiefbaudeputation der Stadt Berlin als Zentralstelle für Asphalt- und Teerforschung

legt seinen Tätigkeitsbericht für das Geschäftsjahr 1923 vor, verfaßt von Magistrats-Oberbaurat Dr. Herrmann, Berlin-Charlottenburg. (Sonderausdr. aus d. Techn. Gemeindeblatt, Jahrg. XXVIII, Nr. 2/3 u. 4.)

Besprochen werden zunächst Darrversuche (120° C) von Stampfasphaltmehl von 2 Stunden Dauer; sie zeigen zunächst, daß ein solches Vorgehen das Bitumen schädlich verändert, eine Schädigung, die sich durch öfteres Darren naturgemäß noch verstärkt. Weiter wird Stampfasphaltpulver normaler Zusammensetzung aus dem Jahre 1914 dem von 1922 gegenübergestellt und verglichen. Es zeigt sich, daß das letztere dem früheren zum Teil erheblich unterlegen ist; voraussichtlich hat hier der Mangel an frischem Gestein zu hohen Aufbruchsätzen zu greifen gezwungen. Solche Materialien, mit ölarmem „versprödeten" Bitumen in gewohnter Weise versetzt, führen zu Decken großer Porigkeit. Im Frühjahr und Sommer kann diese Undichtigkeit unter Umständen noch durch den „knetenden" Verkehr beseitigt werden, während in kühler oder kalter Jahreszeit höchstens die oberste Asphaltschicht gedichtet wird, der innerliche Kern der Decke aber porig bleibt. Das kann weiterhin ein Zerbrechen der oberen Decke zur Folge haben bzw. der Einwirkung des Frostes die Tür öffnen und in weiterer Folge in der kommenden warmen Jahreszeit zu immer fortschreitenden Zerstörungen führen. Günstig gegen diese Materialschäden wirkt ein Einstampfen bei hoher Temperatur von z. B. 150°.

Weiterhin wird die Frage behandelt, ob die künstliche Verdichtung des Asphaltes zu einer vollkommen porenfreien Platte nicht ebenfalls zur Zerstörung führt. Zu befürchten steht in dieser Hinsicht, daß Asphaltdecken, die vollkommen verdichtet, wie harte Granitplatten auf den festen Betonunterbau statisch wirken und ihn — namentlich wenn er von mäßiger Güte ist — selbst zum Bruche deshalb bringen, weil hier die Stöße der Verkehrslast ihn ziemlich unabgemildert treffen. Tatsächlich bleibt aber auch in einer vollkommen zusammengepreßten Asphaltdecke die Beweglichkeit der Einzelteilchen gegeneinander erhalten und damit schwächt sich die Schlagwirkung selbsttätig ab.

Versuche mit Gußasphalt (6) zeigten, daß keiner ohne Mängel war. Zwei von ihnen erlitten bald nach der Herstellung starke Zerstörungen. Im ersteren Falle lag kein gutes Bitumen mit einem ganz ungenügenden Erstarrungspunkt von + 10° C vor, der als Folge bei tieferen Temperaturen ein Zerreißen zur Folge haben muß, während im zweiten Falle ein übermäßig großer Zusatz von Bitumen (das Doppelte des Nötigen), zudem mit Teerzusatz, den Grund für die Rissebildung darstellte. Hier schwammen die Mineralstoffteilchen getrennt und ohne gegenseitige Unterstützung zwischen dicken Bitumenschichten. Letztere kitten alsdann nicht, sondern versuchen statisch zu wirken, wozu sie aber durchaus ungeeignet sind.

In Anbetracht der Möglichkeit, guten Gußasphalt als dünnschichtigen und daher wohlfeilen Belag in 1—2 cm Stärke für ausgedehnte Chaussierungen zu verwenden, zumal er leicht, ohne Walz- und Stampfarbeit und mit den vorhandenen technischen Mitteln ohne jede Schwierigkeit direkt auf die Chausseen aufgebracht und bequem ausgebessert werden kann und dabei in solcher Schichtdicke sicherlich sehr viel haltbarer als Oberflächenteerung sein wird, weist der Berichterstatter mit Recht auf die häufigen, besonders von kleineren Firmen begangenen Fehler hin und gibt im Hinblicke hierauf Richtlinien für die Herstellung solcher Straßendecken und ihres Bitumenmaterials.

1. Der Tropfpunkt darf nicht zu niedrig, aber auch nicht zu hoch liegen, am zweckmäßigsten ist das Intervall von 65° im Minimum und 85° C im Maximum.
2. Der Erstarrungspunkt soll mindestens — 5° betragen.
3. Die Bitumenmenge in Raumprozenten des Gußasphalts darf nur um wenige Prozente die Hohlräume der dicht eingerüttelten Mineralmasse überschreiten und muß in Gewichtsprozenten zwischen 8 und 13% liegen.
4. Die Mineralmasse muß reich an feinem Korn sein, was durch Verwendung von Stampfasphaltaufbruchmehl in Menge von 50 bis 60% zu erzielen ist. Die Zuschlagstoffe können Kies, Splitt oder Grus von Grauwacke, Grünstein, Granit, Basalt oder Porphyr sein, doch ist erstens erforderlich, daß die Korngröße keinesfalls über 7 mm Durchmesser hinausgehe (da gröbere Teile Zerstörungen veranlassen), und zweitens, daß die Körnung möglichst ungleichmäßig sei, da dadurch die Standfestigkeit erhöht wird, während sie bei Verwendung von z. B. völlig gleichmäßig gekörntem Kiese außerordentlich abfällt.
5. Als eine einen normalen guten Gußasphalt liefernde Mischung kann folgende gelten, falls man von einem Asphaltmastix mit 15% Asphaltbitumen und 85% kohlensaurem Kalke ausgeht: 65 Gewichtsteile Mastix + 35 Gewichtsprozent Kies oder Splitt bis Größtwert 7 mm Durchmesser. Man erhält einen Gußasphalt mit 9,8 Gewichtsprozent Bitumen und 90,2 Gewichtsprozent Mineralstoff, und letzterer besteht sodann aus 55,2 Gewichtsprozent Kalkstein und 35 Gewichtsprozent Kies oder Splitt.

Ferner berichtet der Berichterstatter über die Untersuchung von Kunstasphalten, hierbei eine solche Kunstmasse als bewährt erwähnend, die aus 70 Gewichtsprozent Sand, 30 Gewichtsprozent Kalksteinstaub und 10 Gewichtsprozent Bitumen, umgeschmolzen mit Anthrazenöl im Verhältnis 85 : 15 besteht. Endlich werden Versuche über die Veränderung der einzelnen Bitumensorten durch Erhitzung auf 120° C bekanntgegeben. Durch Ermittelung des Gewichtsverlustes, des Schmelz- und Erstarrungspunktes und der Durchdringung vor und nach dem Erhitzen werden die Veränderungen festgelegt und gekennzeichnet. Bemerkenswert ist hierbei die Unbeständigkeit des Bermudaasphalts. In gleichem Maße sind die Teerstoffe stark gegenüber Bitumen veränderlich, eine lange bekannte Tatsache, in der sich der Unterschied zwischen Asphalt und Teer sehr ausprägt. M. F.

Bezeichnung der Wasserstands- und Abflußzahlen.

Die vom 17. bis 19. September 1925 in München tagende Versammlung der Vorstände der reichsdeutschen staatlichen Landesstellen für Gewässerkunde hat in der Frage der einheitlichen Bezeichnung der Wasserstands- und Abflußzahlen die nachfolgenden Beschlüsse gefaßt:

A. Grenz- und Mittelwerte der Wasserstände (cm) und Abflußmengen (m^3/sec).

1. NNW niedrigster überhaupt bekannter Wasserstand, gegebenenfalls zu trennen in
   NNW überhaupt, NNW eisfrei,
   NNQ kleinste überhaupt bekannte Abflußmenge.
2. NW niedrigster Wasserstand des betrachteten Zeitraumes, gegebenenfalls zu trennen wie NNW.
   NQ kleinste Abflußmenge des betrachteten Zeitraumes.
3. MNW mittlerer niedrigster Wasserstand (mittlerer Niedrigststand, Mittelniedrigwasser) des betrachteten Zeitraumes,
   MNQ mittlere kleinste Abflußmenge des betrachteten Zeitraumes.
4. MW mittlerer Wasserstand (arithmetisches Mittel der täglichen Wasserstände) des betrachteten Zeitraumes,
   MQ mittlere Abflußmenge (arithmetisches Mittel der täglichen Abflußmengen) des betrachteten Zeitraumes.
5. MHW, MHQ }
6. HW, HQ } gemäß 1 bis 3.
7. HHW, HHQ }

Bemerkungen.

Bei 2 bis 6 muß der zugehörige Zeitraum ersichtlich sein. Ohne Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen auf das Jahr. MNW des Jahres ergibt sich, indem der niedrigste Wasserstand jedes einzelnen Jahres der betrachteten Jahresreihe festgestellt und aus diesen Werten das Mittel genommen wird, ebenso MNQ, indem die kleinste Abflußmenge jedes einzelnen Jahres aufgesucht und aus diesen Werten das Mittel gebildet wird. In entsprechender Weise sind MNW und MNQ für einen Monat zu verstehen und in den Ländern, die eine feststehende

Einteilung des Jahres in ein Winter- und Sommerhalbjahr haben, auch MNW und MNQ des Winters oder des Sommers. Wie Winter und Sommer abgegrenzt sind, muß gesagt werden. Für die Werte MHW und MHQ treten an die Stelle der unteren Grenzwerte die oberen.

Die zu einem der Symbole 1 bis 7 zusammengehörigen Buchstaben dürfen niemals voneinander getrennt werden. Etwaige Zeitangaben sind, soweit sie nicht aus tabellarischer Anordnung ersichtlich sind, in folgender Weise hinzuzufügen:

Jan. . . . . . . MW 1901/20
Wi. . . . . . . MNW 1901/20
So. . . . . . . MHQ 1901/20

Während die Abkürzung der Monatsnamen und Halbjahre durch einen Punkt kenntlich gemacht wird, werden die Symbole 1 bis 7 ohne Punkt geschrieben.

B. Bezeichnung der Wasserstände und Abflußmengen nach der Dauer.

Es ist eine Bezeichnungsweise sowohl nach der Unter- wie nach der Überschreitungsdauer vorzusehen. Beide sind in folgender Art voneinander zu unterscheiden:

$\overline{30}$ W der an 30 Tagen des Jahres überschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand. Mit ihm fällt zusammen:

$\underline{335}$ W der an 335 Tagen des Jahres unterschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand.

Ohne weiteren Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen wieder auf das Jahr.

Zeitangaben sind rechts von W oder Q hinzuzufügen, wie in folgenden Beispielen:

$\overline{60}$ W Wi. 1901/20 der in den Wintern 1901/20 durchschnittlich an 60 Tagen überschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand,

$\underline{90}$ Q So. 1901/20 die in den Sommern 1901/20 durchschnittlich an 90 Tagen unterschrittene oder gerade vorhandene Abflußmenge.

Der in einer Reihe von Jahren ebenso oft über- wie unterschrittene Wasserstand (gewöhnlicher Wasserstand) wird mit GW, ebenso die gleich oft über- wie unterschrittene Abflußmenge mit GQ bezeichnet.

Zusatz für den Rhein.

Der durch internationale Vereinbarung festgelegte „gleichwertige Wasserstand" wird mit GlW bezeichnet.

C. Wasserstandszonen.

Von einer mathematisch bestimmten Abgrenzung der Wasserstandszonen durch Mittelwerte oder durch Dauerzahlen muß wegen zu großer Mannigfaltigkeit der Verhältnisse an den einzelnen Gewässern abgesehen werden.

D. Sonstige Zeichen in Untersuchungen über Niederschlag, Abfluß und Verdunstung.

q Abflußspende in m^3/sec. km^2 oder l/sec. km^2
N Höhe des Niederschlages } wenn nichts anderes bemerkt, in mm.
A Höhe des Abflusses }
U Unterschied N—A } wenn nichts anderes bemerkt, in mm
V Verdunstung }

Wo Verwechselungen nicht möglich sind, können die Zeichen N, A, U und V auch für die entsprechenden Massen (Millionen m^3) benutzt werden. Sonst können diese, soweit Abkürzungen für sie überhaupt wünschenswert erscheinen, z. B. durch $\overline{N}$, $\overline{A}$, $\overline{U}$, $\overline{V}$ oder N′, A′, U′, V′ bezeichnet oder durch ähnliche Merkmale von den Höhen unterschieden werden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Eisenbahntransport von Zement. Papiersäcke oder Stoffsäcke?

Nach den „Einheitlichen allgemeinen Lieferungsbedingungen" des Deutschen Zementbundes, Ausgabe vom 14. Oktober 1924, § 6, trägt der Käufer von Zement die Gefahr der Beförderung, wie dies auch in § 447 BGB. vorgesehen ist. Der Verkäufer, d. h. das verladende Zementwerk, ist daher bei Eisenbahnsendungen für Beschädigungen und Verlust irgendwelcher Art, die von dem Augenblick an entstehen, wo die Ware der Eisenbahn zur Ausführung des Versandes übergeben, d. h. der Zement in den Waggon verladen ist, für entstehende Beschädigungen, insbesondere für das Platzen von Säcken, nicht mehr verantwortlich.

Da einerseits die überwiegende Menge des Zementes zur Zeit noch in den empfindlichen Papiersäcken zur Versendung kommt, und andererseits die Rangierbewegungen auf den Bahnhöfen meist sehr rücksichtslos ausgeführt werden, kommen Beschädigungen der Verpackungen und damit erhebliche Streuverluste an Zement sehr häufig vor. Die Bauunternehmungen sind wesentlich daran interessiert, daß die Zementsendungen während der Eisenbahnbeförderung sorgfältiger behandelt werden als bisher und daß die Zementindustrie entweder den Zement in wirklich brauchbaren Papiersäcken liefert oder auf Wunsch des Käufers die Verpackung in Jutesäcken vornimmt.

Auf Beschwerden, die von den Spitzenverbänden wegen der schlechten Behandlung von Stückgütern und Wagenladungen auf dem Eisenbahntransport erhoben worden sind, hat die Hauptverwaltung der Reichsbahn unter dem 19. Oktober 1925 — 10 Nr. 3426 — den nachfolgenden Bescheid erteilt:

„Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft ist dauernd auf sorgfältigste Behandlung der ihr anvertrauten Stückgüter und Wagenladungen bedacht. Den Bediensteten sind eingehende, der Eigenart der verschiedensten Güter Rechnung tragende Vorschriften für den Lade- und Rangierdienst gegeben, deren Beachtung regelmäßig überwacht wird. Verstöße gegen diese Bestimmungen werden bestraft. Auf Grund Ihrer allgemein gehaltenen Klagen kann weiteres von hier aus nicht veranlaßt werden. Wir empfehlen jedoch, vorgekommene Schadensfälle jedesmal sofort unter Beifügung der Originalfrachtbriefe der zuständigen Reichsbahndirektion zur Verfolgung mitzuteilen. Gänzlich lassen sich bei der Eigenart des Eisenbahnbetriebes Beschädigungen — auch schwere, z. B. bei Betriebsunfällen — leider nicht vermeiden. Zu den Klagen der Zementindustrie gestatten wir uns, darauf hinzuweisen, daß die Schäden jedenfalls durch die mangelhafte Verpackung in Papiersäcken außerordentlich begünstigt werden."

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vertritt offenbar grundsätzlich den Standpunkt, daß die Verladung von Zement in Papiersäcken ganz allgemein als mangelhafte Verpackung zu gelten habe und daß sie daher gemäß § 86 der Eisenbahnverkehrsordnung nicht für Beschädigungen, die an der Verpackung des Zementes entstehen, zu haften habe.

Nach den von der Rechtsprechung anerkannten Grundsätzen bedürfen allerdings Güter einer Verpackung, die geeignet ist, das Gut vor den mit der Eisenbahnbeförderung verbundenen Gefahren zu schützen. Zu diesen Gefahren sind nach der Rechtsprechung vornehmlich diejenigen zu rechnen, die sich aus der technischen Natur des Betriebes ergeben. Für die in dieser Beziehung an die Verpackung zu stellenden Anforderungen könne als Maßstab nicht der Idealfall des Transportes dienen, nicht die Behandlung der Güter, wie sie nach den zahlreichen Dienstvorschriften sein soll, sondern wie sie in der rauhen Wirklichkeit ist. Bei dem Eisenbahnbetriebe gehe es nun einmal, namentlich mit Rücksicht auf die unvermeidliche Hast und Eile, auf die Art und Weise, wie die Güter verkarrt, ver- und entladen werden müssen, mit Rücksicht auf die Betriebsmittel und die Vorgänge bei der eigentlichen Zugbeförderung und dem Rangierbetrieb, ohne gelegentliche gewaltsame Einwirkungen nicht ab. Sofern die gewählte Verpackung also den nach vorstehenden Gesichtspunkten erreichbaren Schutz vor diesen Gefahren nicht gewährt, ist sie nach Ansicht der Reichsbahn ungenügend. Daraus folgt, daß Schadenersatzansprüche wegen der Beschädigung von Papiersäcken und dadurch herbeigeführte Verluste von Zement wahrscheinlich nur in seltenen Fällen erfolgreich erhoben werden können.

Um so größere Bedeutung verdienen die Bestrebungen der Zementverbraucher, die darauf hinzielen, daß in allen Fällen, wo die Sendungen umgeladen werden müssen oder wo besonders lange Transportwege nötig sind, der Zementversand auf Wunsch der Käufer in Stoffsäcken vorgenommen wird.

Über die Frage, ob man danach hinstreben solle, den Zement wie in der Vorkriegszeit wieder ganz allgemein in Jutesäcke oder Fässer zu verpacken, gehen die Ansichten zurzeit noch auseinander.

Großhandelsindex.

30. Sept.	7. Okt.	14. Okt.	21. Okt.	28. Okt.	4. Nov.
124,1	125,3	125,1	123,3	122,5	120,7

Erwerbslosigkeit.

In % der Mitglieder der Fachverbände.

	Vollarbeitslose			Einschl. Kurzarbeiter		
	31. Juli	31. Aug.	30. Sept.	31. Juli	31. Aug.	30. Sept.
Baugewerbe	3,5	4,9	4,7	3,5[1])	4,9[1])	4,7[1])
Produktionsmittelindustr. Durchschn.[2])	3,6	4,6	5,0	8,0	10,7	14,0
Gesamtdurchschnitt[3])	3,5	4,3	4,6	8,5	10,5	12,6

[1]) Im Baugewerbe waren keine Kurzarbeiter, daher gleiche Zahlen.
[2]) Gewogener Durchschnitt aus Bergbau-, Metall-, Chem., Papiererzeugungsindustrie, Bau- und Holzgewerbe.

Löhne.

a) Durchschnittlicher tarifmäßiger Stundenlohn im Monat in den wichtigsten Städten[4]) (nach Wirtschaft und Statistik).

		Gesamt-durchschnitt[3])	Produktions-mittelindu-strien[2])	Bau-gewerbe
Gelernt	August	90,9 Rpf	93,1 Rpf	111,4 Rpf
	September	91,8 „	94,0 „	115,4 „
Ungelernt	August	63,8 Rpf	63,4 Rpf	92,9 Rpf
	September	64,3 „	63,9 „	94,5 „

b) Der durchschnittliche tarifmäßige Stundenlohn der Ungelernten betrug in % des Lohnes der Gelernten (vgl. a):

	Gesamt-durchschnitt[3])	Produktions-mittelindustrien[2])	Baugewerbe
August	70,2	68,1	83,39
September	70,0	67,98	81,9

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 5. November 1925.)

Verordnung zur Durchführung des § 117, Abs. 4 des Einkommensteuergesetzes. Vom 24. Oktober 1925. (R. Min. Bl. S. 1291.) Diese Verordnung gilt nur für die Steuerpflichtigen, deren Wirtschaftsjahr in der ersten Hälfte des Kalenderjahres 1925 endet (also für die Herbstveranlagung). Sie setzt die steuerfreien Einkommensteile abweichend vom neuen Einkommensteuergesetz fest.

Preußische 1. Verordnung zur Durchführung der Aufwertung des Sparguthabens. Vom 24. Oktober 1925. (Pr. Ges. Samml. S. 151.) Auf Grund der Ermächtigung des Aufwertungsgesetzes wird die Aufwertung für alle öffentlichen oder unter Staatsaufsicht stehenden Sparkassen in Preußen einheitlich auf mindestens 12½% des Goldmarkbetrages der Einlagen festgesetzt. Um diesen Aufwertungssatz durchführen zu können, werden in der Regel Zuschüsse der für die Sparkasse gewährleistenden Verbände (Gemeinden, Kreise) nötig sein. Zur Unterstützung leistungsschwacher Sparkassen wird auch ein Sparkassen-Ausgleichstock eingerichtet, der aus Beiträgen solcher Sparkassen zu speisen ist, die um mehr als 12½% aufwerten. Diese Beiträge zu dem Ausgleichstock sind in Höhe der Hälfte des für die über 12½% hinausgehende Aufwertung nötigen Betrages zu entrichten.

Eine höhere Aufwertung als 12½% muß dann gewährt werden, wenn eine Papiermarkanleihe der für die Sparkasse gewährleistenden Gemeinde oder eines anderen Garanten mit mehr als 12½% aufgewertet wird, und zwar entsprechend der höheren Aufwertung dieser Anleihe.

Preuß. Verordnung zur Änderung der Verordnung (vom 15. 11. 1899) betreffend das Verwaltungszwangsverfahren wegen Beitreibung von Geldbeträgen. Vom 31. Oktober 1925. (Pr. Ges. Samml. S. 153.) Die Kosten der Zwangsvollstreckung werden gegenüber der letzten Festsetzung im November 1924 auf die Hälfte ermäßigt. Die Mahngebühr für die Mahnung, die der Zwangsvollstreckung in der Regel vorausgehen soll, beträgt vom in Frage stehenden Betrage bis zu 100 M. einschließlich 1%, vom Mehrbetrage ½%, mindestens jedoch 20 Pfg.

Die Pfändungsgebühr für Pfändung oder Wegnahme von Urkunden, die der Schuldner herauszugeben hat, beträgt vom Betrag bis 100 Reichsmark 1½%, vom Mehrbetrag ¾%, mindestens 60 Pfg.

Die Versteigerungsgebühr für Versteigerung und freihändigen Verkauf beträgt vom Betrage bis 100 M. 2%, vom Mehrbetrage 1%, mindestens 60 Pfg. Die neuen Gebührensätze gelten ab 31. Oktober 1925.

Ungültigkeit der bisherigen preußischen Stempelzeichen. Erl. d. Pr. Finanzministers vom 30. Oktober 1925. (R. Anz. Nr. 256.) Die bisherigen auf Goldmark lautenden preußischen Stempelzeichen verlieren mit Ablauf des 31. Januar 1926 ihre Gültigkeit. Für ungebrauchte Wertzeichen, die sich in Händen der Steuerpflichtigen befinden, ist entweder in bar zum Nennwert oder durch Umtausch gegen Reichsmarkzeichen Ersatz zu leisten, wenn ein entsprechender Antrag bis zum 31. Januar 1926 bei einem Finanzamt gestellt wird.

Mitteilung des berichtigten Wehrbeitragswertes bei der Aufwertung von Hypotheken. Erl. d. Reichsfinanzministers vom 24. Oktober 1925. Nach § 7 des Aufwertungsgesetzes hat der Grundstückseigentümer das Recht hinter dem an erster Stelle eingetragenen aufgewerteten Rechte eine Hypothek oder Grundschuld in Höhe von 25% des Goldmarkbetrages des aufgewerteten Rechtes mit dem üblichen Zinsfuß eintragen zu lassen (Rangvorbehalt für den Eigentümer). Wenn der Goldmarkbetrag von aufgewerteten Rechten, die diesem neueingetragenen Rechte folgen, noch in voller Höhe innerhalb der für die Anlegung von Mündelgeld geltenden Sicherheitsgrenze liegt, so ist der Eigentümer noch weiter befugt, auch hinter jedem dieser aufgewerteten Rechte wieder eine Hypothek oder Grundschuld in Höhe von 25% des Goldmarkbetrages des aufgewerteten Rechtes eintragen zu lassen.

Soweit es hiernach bei der Beurteilung der Mündelsicherheit auf das Verhältnis des aufgewerteten Rechtes zum Grundstückswert ankommt, ist als Grundstückswert der berichtigte Wehrbeitragswert (im Sinne des Artikels II § 3 Abs. 1 Ziffer 2 der Zweiten Steuernotverordnung) zu wählen. Wenn ein berichtigter Wehrbeitragswert nicht festgestellt ist, muß die Aufwertungsstelle durch entsprechende Anwendung der Vorschriften der Zweiten Steuernotverordnung den Wehrbeitragswert ermitteln.

Der Reichsfinanzminister ermächtigt nun die Finanzämter, den Aufwertungsstellen Auskunft über den berichtigten Wehrbeitragswert zu geben. Auch der Grundstückseigentümer kann sich auf Antrag eine Bescheinigung über die Höhe dieses Wertes erteilen lassen. Eine Auskunft an den Hypothekengläubiger ist dagegen ohne Einwilligung des Grundstückseigentümers nicht zulässig. Für Bauland wird häufig kein berichtigter Wehrbeitragswert festgestellt sein. Auch für Grundstücke, die zum Betriebsvermögen gerechnet worden sind, ist ein solcher Wert nicht festgestellt.

Steuertermine. Wegen der mannigfachen Neuregelungen im Steuerwesen sei an folgende wichtige Termine im November erinnert (Schonfrist in Klammern):

Der neue Umsatzsteuersatz von 1% ist zum erstenmal am 10. (17.) November zu entrichten. Am 16. (23.) November — der 15. 11. fällt auf einen Sonntag — ist die lange hinausgeschobene zweite Vermögenssteuerrate für 1925 auf Grund § 22 des neuen Gesetzes in Höhe von einem Viertel des im Vermögenssteuerbescheide für 1924 festgesetzten Jahressteuerbetrags zu entrichten. Die Steuererklärungen für die Vermögenssteuer 1925 werden wahrscheinlich in der zweiten Novemberhälfte eingefordert werden.

Die Vorauszahlungen auf die preußische Gewerbeertragssteuer sind nach dem Überleitungsgesetz von allen Steuerpflichtigen am 15. November für das 3. Vierteljahr 1925 zu entrichten. Eine Schonfrist besteht nicht mehr.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Ludwig Stroux.

1. Bürgerliches Recht. a) Hingabe von Aktien als Teil des Kaufpreises. Es war verabredet, daß ein Teil des Preises in gewissen, im Vertrage zu einem bestimmten Kurse berechneten Aktien beglichen werden sollte. Unmittelbar darauf fielen diese Kurse dieser Aktien ganz außerordentlich. Der Verkäufer focht den Vertrag gem. § 123 BGB. wegen Arglist an. Das RG. weist die Anfechtung zurück. Die Verpflichtung des Käufers, Aktien hinzugeben, ist wie diejenige eines Verkäufers von Aktien zu beurteilen. Gerade beim Kauf darf aber die Aufklärungspflicht nicht zu weit ausgedehnt werden. Käufer und Verkäufer können wegen der widerstreitenden Interessen nach den Anschauungen des Verkehrs regelmäßig voneinander keine Aufklärung über die allgemeinen für die Preisbildung in Betracht kommenden Verhältnisse erwarten. Sie müssen sich in dieser Beziehung bei unbeteiligten Personen unterrichten. In verstärktem Maße gilt dies beim Erwerb von Spekulationspapieren. Wohl können Treu und Glauben im Verkehr vom Verkäufer eine Mitteilung derjenigen besonderen Umstände erfordern, welche hinsichtlich des bestimmten Kaufgegenstandes und seiner Wertschätzung erkennbar und für die Entschließung des Käufers erheblich sind. Im vorliegenden Falle hatte aber das Sinken der Kurse nicht seinen Grund in besonderen, das Unternehmen der betreffenden Aktiengesellschaft ungünstig beeinflussenden Umständen, sondern in der allgemeinen damaligen Wirtschaftslage. Wer in Zeiten der größten Unsicherheit aller wirtschaftlichen Verhältnisse Aktien erwirbt, die besonderen Schwankungen im Börsenverkehr unterworfen sind, kann von seinem Vertragsgegner nicht unaufgefordert eine Aufklärung darüber verlangen, ob ein Sinken des Kurses bevorsteht. (RG. II vom 7. Juli 1925, Recht 520.)

b) Irrtum in der Preisberechnung. Beruht die Preisberechnung beim Vertragsabschluß auf einem dem anderen Teile nicht erkennbaren Rechenfehler, so liegt kein Verstoß gegen die guten Sitten vor, wenn trotz des Mißverhältnisses der Leistungen der Verkäufer am Preise festgehalten wird. Auch die Anfechtung wegen Irrtums ist nicht zulässig. Der Verkäufer hatte versehentlich statt 5455 Gulden nur 545,5 Gulden verlangt. Er wurde zur Lieferung zum Preise von 545,5 Gulden, wie vereinbart, verurteilt. Das RG. geht davon aus, daß die Kalkulation im vorliegenden Falle nicht Gegenstand des Vertrages gewesen ist. Dem Käufer war nicht erkennbar, auf welche Weise mit welcher Berechnung der verlangte Preis zustandegekommen war. Der Verkäufer hat nur seinen Preis mitgeteilt, dem Käufer aber die Kalkulation nicht unterbreitet, auch nicht in ihren Grundzügen. Die Kalkulation blieb also außerhalb des Rahmens der rechtsgeschäftlichen Erklärungen. Es handelt sich daher um einen unbeachteten Irrtum im Beweggrunde. Die Anfechtung wegen Irrtums ist ausgeschlossen. Das Verlangen des Käufers auf Lieferung zum vereinbarten Preise widerspricht auch nicht Treu und Glauben, da diese gerade im Hinblick auf die Stetigkeit und Verläßlichkeit des Verkehrs im ganzen zu ungunsten des Verkäufers sprechen, selbst

---

[3]) Gewogener Durchschnitt der Produktionsmittelindustrien, Verbrauchsindustrien (Textil, Brau-, Kartonnagen-, Süß-, Back- und Teigwarenindustrie, Buchdruck), Verkehrsgewerbe (Reichsbahn).

[4]) Für Vollarbeiter der höchsten tariflichen Altersstufen in den wichtigsten Städten.

wenn sich dadurch im einzelnen Falle eine Einbuße ergibt, die der von ihr Betroffene als unbillig empfindet. Sofern also beim Abschlusse der Käufer nicht wußte, daß der Verkäufer sich in der Preisberechnung geirrt hatte, kann ihm der gesetzliche Anspruch auf Erfüllung nicht versagt werden. (RG. I vom 1. April 1925, J. W. 25, 1633.)

c) Auflösung eines Dienstverhältnisses unter Fortzahlung des Gehalts für eine gewisse Zeit. Die Parteien hatten durch einen besonderen Vertrag das bestehende Dienstverhältnis im Wege gegenseitigen Übereinkommens aufgelöst. Der Angestellte war sodann in ein Wettbewerbsunternehmen eingetreten. Das RG. stellt fest: Das Dienstverhältnis war endgültig aufgehoben. Der Prinzipal hatte endgültig auf die Dienste des Angestellten verzichtet. An die Stelle des Dienstvertrages trat ein einseitiges Schuldverhältnis des Prinzipals, wonach er eine bestimmte Abfindungssumme noch zu zahlen hatte. Daß diese Summe noch in monatlichen Beträgen in Höhe des früheren Gehalts ausgezahlt wurde, ist für die rechtliche Beurteilung unerheblich. Nach Abschluß des Auflösungsvertrages kann daher von einer Kündigung des Dienstverhältnisses keine Rede mehr sein. Wenn der Prinzipal dem Angestellten für die Dauer der Weiterzahlung des Gehaltes noch beschränkende Verpflichtungen, z. B. Nichteintritt in ein Konkurrenzunternehmen, auferlegen wollte, so hätte er beim Auflösungsvertrag eine ausdrückliche Bedingung stellen müssen. Nicht zuzugeben sei, daß eine solche Bedingung aus der Natur des Geschäftes und den begleitenden Umständen gefolgert werden könne. (RG. III vom 1. Juli 1925, Recht, 525.)

d) Haftung der Reichsbahn für Brandschaden. In dem elektrisch betriebenen Zuge auf der Strecke H.—B. geriet ein auf einem offenen Eisenbahnwagen verladener Möbelwagen in Brand. Das RG. stellt zunächst fest, daß bei der Beförderung von Gütern in offenen Eisenbahnwagen die Bahn nicht für den Schaden haftet, der aus der mit dieser Beförderungsart verbundenen Gefahr entsteht. Das gilt aber nicht, wenn die Bahn ein Verschulden trifft. Die Vorinstanz hat angenommen, daß ein elektrischer Funken auf die Oberkante des Möbelwagens übergesprungen sei. Der Möbelwagen sei auf einen zu hohen Eisenbahnwagen verladen worden, so daß die Profilhöhe überschritten wurde. Das RG. verweist die Sache an die Vorinstanz zurück zur Prüfung, ob die Bahn ihrer Pflicht, einen geeigneten Wagen zur Verladung zu stellen, genügt habe. Zu prüfen sei auch die Frage des Mitverschuldens des Spediteurs oder seiner Angestellten, die das Überschreiten der Profilhöhe vielleicht erkennen konnten. (RG. I vom 26. September 1925.)

2. Arbeitsrecht. a) Tariffähigkeit eines Arbeitgeberverbandes. Der Deutsche Portierverband hatte einen Schiedsspruch des Schlichtungsausschusses gegen den Bund der Berliner Haus- und Grundbesitzer erwirkt. Der vom Schlichtungsausschuß festgesetzte Tarifvertrag ist vom Schlichter für verbindlich erklärt worden. Der Bund B. H. u. G. hat im Rechtswege Feststellung beantragt, daß der Schiedsspruch rechtsunwirksam sei, da der Bund überhaupt nicht tariffähig im Sinne der Tarifvertragsverordnung sei. Das RG. führt aus: Aus dem Wortlaut und Zweck der Verordnung vom 23. September 1918 ergibt sich, daß tariffähig nur eine Vereinigung von Arbeitgebern ist, zu deren Satzung es gehört, ihre Arbeitgeberinteressen gegenüber den wirtschaftlichen Interessen der Arbeitnehmer zu vertreten und Einfluß auf die Gestaltung der Lohn- und Arbeitsbedingungen zu gewinnen. Es ist rechtsirrig, die Tariffähigkeit bereits daraus allein zu folgern, daß der Bund wirtschaftliche Zwecke verfolgt. Zahlreiche Verbände von Beamten und Ärzten verfolgen z. B. wirtschaftliche Interessen der Mitglieder. Wirtschaftsverbände sind aber nicht ohne weiteres fähig und befugt, Tarifverträge mit Arbeitnehmervereinigungen abzuschließen. Es muß also geprüft werden, ob der Verband der Gesamtsachlage dazu begründet ist, oder ob er sich später die Aufgabe gestellt hat, neben anderen Interessen der Mitglieder auch deren Arbeitgeberinteressen auf dem Gebiete der Lohnpolitik zu vertreten. (RG. III vom 9. Oktober 1925.)

Die Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands

hielt am 12. 9. in Freiburg ihre 8. Hauptversammlung ab. Unter Beteiligung von Vertretern der verschiedensten Behörden und einer zahlreichen Mitgliederschaft aus allen Teilen des Deutschen Reiches fand die sehr zeitgemäße Tagesordnung ihre Erledigung.

Nach Begrüßung der Gäste durch den Versammlungsleiter, Herrn Oberbaurat Berger, Breslau, ergriff das Wort Herr Stadtbaurat Dr. Küster, Görlitz, zu seinem Vortrag über die preußische Musterbauordnung. Seine klaren und folgerichtigen Ausführungen ließen die Zuhörer die große Bedeutung erkennen, welche die Vereinheitlichung der in den verschiedenen Städten so verschiedenartig gestalteten baupolizeilichen Bestimmungen für die Öffentlichkeit mit sich bringt. Wir dürfen danach erwarten, daß die so dringend notwendige Vereinheitlichung in allen Städten nunmehr nicht länger auf sich warten läßt. Als Beispiel einer nach der Musterbauordnung aufgestellten Bauordnung erörterte er ausführlich diejenige von Görlitz.

Herr Stadtbaudirektor Platz, Mannheim, sprach sodann über das Thema Baupolizei und Städtebaukunst.

Der Grundgedanke seiner Ausführungen lag in der Erfahrung, daß baupolizeiliche und baupflegerische Aufgaben zusammengehören. Konstruktionen, Hygiene, soziale und künstlerische Gesichtspunkte sind im Bauwesen nicht zu trennen. Wirkliche Erfolge auf dem Gebiet des Städtebaues sind nur zu erreichen, wenn alle Befugnisse der Bauaufsicht einschließlich der künstlerischen Beeinflussung in die Hände von dazu besonders geeigneten und vorgebildeten Persönlichkeiten gelegt werden.

Über den Entwurf eines Städtebaugesetzes berichtete Herr Oberbaurat Berger, Breslau. Er behandelte ausführlich die für die Baupolizei am meisten ins Gewicht fallenden Vorschriften betr. Baulastenbücher, Bauvorschriften für die äußere Gestaltung und Baudispense. Seine Vorschläge zur Abänderung wurden angenommen. Es wurde beschlossen, diese Vorschläge, entsprechend dem Ersuchen des preußischen Wohlfahrtsministers, diesem zu überreichen, ferner der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte und dem Tage für Denkmalsschutz und Heimatpflege.

Über Bauunfälle und Strafrecht sprach Magistratsbaurat Dr.-Ing. Sachs, Dortmund. Er hob zunächst das Interesse hervor, welches die Öffentlichkeit daran hat, daß vermeidbare Bauunfälle auch wirklich bestraft werden. Er zeigte alsdann an einigen aus der Praxis gewählten Beispielen, daß die heutige Gesetzgebung nicht mehr den Ansprüchen moderner Technik genüge, und verlangte insbesondere eine Abänderung des § 330 R.St.G. Ferner verlangte er die Besetzung der Kammern durch vollberechtigte technische Richter neben den gelehrten Richtern. Seine Leitsätze wurden angenommen.

Den Schluß der öffentlichen Sitzung bildete der sehr zeitgemäße Bericht des Magistratsbaurats Schwartz, Königsberg, über baupolizeiliche Gesichtspunkte für Kraftwagenhallen größeren Umfangs. Eine Vereinheitlichung der Bestimmungen für die Räume zur Unterbringung von Kraftwagen scheint unbedingt notwendig angesichts der Tatsache, daß in fast allen Städten verschiedenartige Bestimmungen bestehen.

Bei allen Vorträgen setzte eine so lebhafte Aussprache ein, daß sich die Verhandlungen von 9 Uhr morgens bis 7 Uhr abends ausdehnten und einen wertvollen Austausch von Erfahrungen aus allen deutschen Gebieten brachten.

Nach diesem Verlauf sehen wir der Herausgabe des vollständigen Jahresberichts mit Spannung entgegen. Wir werden unsern Lesern s. Zt. berichten.

Den beiden seit der Gründung in der Leitung tätigen Herren: Beigeordneter Köhler, Barmen, und Dr. Sachs, Dortmund, wurde, da sie eine Wiederwahl ablehnten, der wärmste Dank ausgesprochen. Vorsitzender wurde Stadtbaurat Dr. Küster, Görlitz, während die Geschäftsstelle von Dortmund nach Hamburg 11, Admiralitätsstraße Nr. 56, zu Herrn Oberbaurat Thode verlegt wurde.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 41 vom 15. Oktober 1925.

Kl. 5c, Gr. 4. B 113867. Joseph Böckmann und Alex Kümmel, Lünen, Kappschuh. 29. IV. 24.

Kl. 5c, Gr. 4. T 28190. Peter Thielmann, Silschede i. Westf. Quetschstück am hinteren Ende eines Kappschuhs aus Flacheisen. 30. X. 23.

Kl. 20a, Gr. 12. B 112082. Fa. Adolf Bleichert & Co. und Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Drahtseilbahn mit stillstehendem Trag- und umlaufendem Zugseil; Zus. z. Anm. B 110400. 18. XII. 23.

Kl. 20a, Gr. 12. B 117141. Fa. Adolf Bleichert & Co. und Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Drahtseilbahn mit stillstehendem Trag- und umlaufendem Zugseil; Zus. z. Anm. B 110400. 15. XII. 24.

Kl. 20a, Gr. 14. D 46985. Louis Dehne, Brüggen a. d. Erft u. Emil Apel, Liblar, Bez. Köln. Verstellbare Gleiskurve. 10. I. 25.

Kl. 20a, Gr. 14. St 38267. Franz Steinberg, Gelsenkirchen, Schwanenstraße 21. Zurückklappbare Seilrollenführung. 5. VIII. 24.

Kl. 20h, Gr. 6. B 117823. H. Büssing & Sohn G. m. b. H., Braunschweig. Schienenklemme für Aufgleisungsschuhe. 27. I. 25.

Kl. 20h, Gr. 7. L 59090. Fa. Paul Lechler, Stuttgart. Verschiebevorrichtung; Zus. z. Anm. L. 58914. 6. XII. 23.

Kl. 20i, Gr. 14. S 69964. Société Alsacienne de Wagonage et de Matériel de Travaux Publies, Straßburg-Neudorf, Frankr.; Vertr.: Dr. B. Alexander Katz, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Signal für doppelte Kreuzungsweichen. 13. V. 25. Frankreich 9. III. 25.
Kl. 20i, Gr. 14. S 70065. Fa. Süddeutsche Tiefbaugesellschaft Polensky u. Zöllner, München. Trägeranordnung für die Drahtzugrollenständer in Eisenbetonkanälen. 15. V. 25.
Kl. 35b, Gr. 1. B 116281. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Seilträger für Kabelkrane. 27. X. 24.
Kl. 42c, Gr. 9. K 92613. Hermann Krutzsch, Dresden, Kurfürstenstraße 35. Meßbildkammereinrichtung für Landesvermessung nach Aufnahmen aus Luftfahrzeugen. 27. I. 25.
Kl. 42c, Gr. 30. S 67967. Signal Gesellschaft m. b. H., Kiel. Sinkkörper für Tiefenbestimmung; Zus. z. Anm. 390565. 3. XII. 24.
Kl. 65a, Gr. 58. A 38833. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Vorrichtung zum Empfang von elektrischen, insbesondere von Kabeln zur Kenntlichmachung von Schifffahrtsstraßen ausgesandten Zeichen. 18. XI. 22.
Kl. 65b, Gr. 2. M 88752. Max Müller, Hamburg, Admiralitätsstraße 33/36. Schwimmdock. 7. III. 25.
Kl. 80b, Gr. 16. A 44751. Arno Andreas, Münster i. W., Ludgeristraße 28a. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen und Leichtplatten; Zus. z. Anm. A 42119. 18. IV. 25.
Kl. 81e, Gr. 32. K 93486. Fried. Krupp, Akt.-Ges. Essen, Ruhr. Förderanlage zum Zuschütten von Gruben. 21. III. 25.
Kl. 84a, Gr. 3. N 22814. Paul Nattkämper, Pillkallen, Ostpr. Vorrichtung zum Einkeilen von Schiebetoren. 2. II. 24.
Kl. 84a, Gr. 3. N 22815. Paul Nattkämper, Pillkallen, Ostpr. Einrichtung zum Abdichten von Schütztafeln und zu ihrem Feststellen in beliebiger Höhe. 2. II. 24.
Kl. 84a, Gr. 3. T 27030. Fa. Techn. Projektierungs- u. Baubureau G. m. b. H. J. Pfletschinger & Comp. u. Dr.-Ing. A. Läufer, Wien; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Wasserkraftvernichter. 16. X. 22.
Kl. 85b, Gr. 1. Sch 69301. Fritz Schmidt, Döbeln i. Sa. Verfahren zum Enthärten von Wasser. 12. I. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 41 vom 15. Oktober 1925.

Kl. 19a, Gr. 11. 420862. Franz Höhne jr., Halle a. S., Am Güterbahnhof 4. Schienenbefestigung an eisernen Querschwellen. 29. VI. 23. H 94070.
Kl. 19a, Gr. 28. 421171. Karl Fiedler, Chemnitz, Wilhelmplatz 1. Schienennagelzange. 2. II. 24. F 55380.
Kl. 19d, Gr. 5. 420912. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Scherzerklappbrücke. 21. XII. 23. M 83364.
Kl. 19d, Gr. 5. 421128. Fa. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Verschiebebrücke für Wasserstraßen, Häfen u. dgl. 19. II. 24. D 44974.
Kl. 19f, Gr. 2. 421172. Walter Schurter, Bern; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Auskleidung von unter innerem Flüssigkeitsdruck stehenden Gerinnen. 11. VII. 22. Sch 68311.
Kl. 20a, Gr. 17. 421031. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Übergangsstelle vom Landschnell- zum Unterwasserschnellverkehr. 23. VI. 23. K 86355.
Kl. 20g, Gr. 3. 421174. Fa. Fried. Krupp Grusonwerk, Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Triebvorrichtung für zwei auf gemeinschaftlichem Gleis laufende Schiebebühnen. 14. XI. 24. K 91652.
Kl. 20h, Gr. 5. 421091. Fernand Deloison u. Joseph Deyon, Lomme, Frankreich; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin SW 25. Hemmvorrichtung für Eisenbahnwagen. 16. IV. 24. D 45329. Frankreich 19. IX. 23. u. 1. II. 24.
Kl. 20i, Gr. 29. 421036. Walter Sydney Roberts, Ormskirk, Lancashire u. The Railway Signal Company, Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Zugmarkensystem zur Regelung des Bahnverkehrs. 5. IV. 25. R 63958. Großbritannien 14. IV. 24.
Kl. 20i, Gr. 33. 420982. Otto A. Engel, Hamburg, Mesterkamp 24. Vorrichtung zur aerodynamischen Signalübermittlung an fahrenden Eisenbahnzügen. 27. I. 25. E 31943.
Kl. 20i, Gr. 38. 420983. Fa. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnsignalapparat. 13. XII. 24. W 67903. V. St. Amerika 24. I. 24.
Kl. 20i, Gr. 42. 420984. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige Sicherung für eingleisige Strecken. 27. V. 24. S 66130.
Kl. 37b, Gr. 5. 420873. Paul Schulz, Berlin-Wilmersdorf, Hildegardstraße 23. Knotenpunktverbindung für Holzfachwerkkonstruktionen. 2. IV. 24. Sch 70082.
Kl. 37f, Gr. 5. 421133. Fa. Carl Brandt, Komm.-Ges., Düsseldorf. Ringförmige oder mehreckige Umfassungswände für freistehende Bauwerke, wie Kühltürme oder Schornsteine. 3. VII. 23. B 110263.
Kl. 37f, Gr. 7. 421080. Max Geitel, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstraße 2. Diebessicherer Behälter für Motorräder u. dgl. aus Beton. 29. V. 23. G 59168.
Kl. 37f, Gr. 7. 421134. Hans Luckhardt, Berlin-Westend, Branitzer Platz 6. Kraftwagenhaus. 13. IV. 24. L 59981.
Kl. 80b, Gr. 5. 420850. Oskar Nickel, Mülheim, Ruhr, Rathausmarkt u. Reinhold Markwitz, Duisburg, Lotharstr. 46. Verfahren zur Herstellung von Hochofenschlackenzement. 28. I. 22. M 76527.
Kl. 80b, Gr. 6. 420957. Peter P. Budnikoff u. Morduch E. Lewin, Iwanowo-Wosnessensk, Rußl.; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung einer Zementart aus übergebrannten Gips, übergebrannten Gipsabfällen oder Naturanhydrit. 26. I. 24. B 112453.
Kl. 80b, Gr. 22. 421071. Wilhelm Neuhaus, Hohenzollernstr. 99 u. Emil Opterbeck, Wildenbruchstr. 78, Gelsenkirchen. Herstellung poröser Körper, insbesondere für Bauzwecke als Isolierkörper aus Rückständen oder Abfällen der Kohlenaufbereitung. 20. I. 24. N 22765.
Kl. 80b, Gr. 22. 421072. Wilhelm Neuhaus, Hohenzollernstr. 99, u. Emil Opterbeck, Wildenbruchstr. 78, Gelsenkirchen. Herstellung poröser Körper, insbesondere für Bauzwecke als Isolierkörper aus Rückständen oder Abfällen der Kohlenaufbereitung; Zus. zu Pat. 421071. 16. II. 24. N 22868.
Kl. 84c, Gr. 2. 421110. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim. Verfahren zum Verstärken von Grundmauern, Pfeilern und ähnlichen Bauteilen. 11. VIII. 23. G 59681.
Kl. 84c, Gr. 4. 421073. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges., Berlin. Verfahren zum Einspülen von Pfählen. 2. IX. 23. S 63707.
Kl. 84d, Gr. 2. 420960. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Löffelbaggerausleger. 5. I. 24. M 83465.
Kl. 84d, Gr. 2. 420961. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Führungstasche für den Löffelstiel von Baggerlöffeln. 19. III. 24. M 84288.
Kl. 84d, Gr. 2. 421074. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Mit einer Vorschubmaschine für den Löffelstiel versehenen Löffelbagger. 30. VIII. 23. K 87007.
Kl. 84d, Gr. 2. 421148. Paul Brandt, Berlin-Dahlem, Parkstr. 34. Selbsttätig beweglicher Überwurfschutz für Tiefbagger-Knickleitern. 16. V. 24. B 114097.
Kl. 85c, Gr. 6. 421160. Dr. Hermann Bach, Essen, Johannastr. 16. Verfahren zur weiteren Zersetzung (Vergärung, Ausfaulung) von bereits gefaultem, keine nennenswerte Reduktion der organischen Stoffe mehr aufweisendem Abwasserschlamm. 10. II. 24. B 112687.
Kl. 85d, Gr. 1. 420901. Dipl.-Ing. Walter Geißler-Bartels, Friedrichshagen, Seestr. 69, u. Dr. Gustav Wiegand, Berlin-Lichtenberg, Parkaue 8. Verfahren zum Reinigen von inkrustierten Filtergeweben in alten Röhrenbrunnen durch stufenweises Einbringen von Säure. 15. V. 24. G 61386.
Kl. 85d, Gr. 2. 420844. Alfred Farner, Luzern, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Göller, Pat.-Anw., Stuttgart. Selbsttätige Ein- und Ausschaltevorrichtung für die Pumpe von Wasserversorgungsanlagen. 6. X. 22. F 52666. Schweiz 22. II. 22.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Volkswirtschaft des Rheinlandes in ihrer Eigenart und Bedeutung. Von Bruno Kuske. Baedekers Verlag, Essen 1925. 89 S.

Die Großwirtschaft an der Ruhr. Von Hans Spethmann. Hirts Verlag, Breslau 1925. 283 S.

Der Direktor des Kölner Rheinisch-Westfälischen Wirtschaftsarchivs hat mit der erstangeführten Schrift einen trefflichen Beitrag zur Jahrtausendfeier der Rheinlande herausgegeben, der die innige Verknüpfung des im Herzen Europas, aber an der Peripherie Deutschlands gelegenen Wirtschafts- und Kulturbezirks mit Deutschland wieder gut hervortreten läßt. Mit Recht wird darauf hingewiesen, wie das Rheinland infolge seiner günstigen Lage immer die Möglichkeit hatte, in Ost und West das Neue schnell kennen zu lernen und zu übernehmen; das mußte seine Entwicklung reichhaltig und fortschrittlich machen und zu einem vielseitigen Zusammenhang im Güteraustausch führen. Dieser wird (wie S. 82 näher angeführt) dadurch charakterisiert, daß das übrige Deutschland sehr erheblich agrarische Produkte und Rohstoffe liefert, das Rheinland aber kraft seiner großen Anteile an den deutschen Industriezweigen (wofür bezeichnend ist, daß ein Viertel aller deutscher Industriearbeiter dort mitwirkt) an der

Belieferung Gesamtdeutschlands mit gewerblichen Waren in großem Umfang beteiligt ist. Das wäre aber nicht möglich, wenn nicht anderseits ein beträchtlicher Teil des gesamten deutschen Kapitals diesem Bezirk unsrer Volkswirtschaft zugeführt worden wäre und wird, denn den großartigen Aufschwung konnte das Rheinland doch nicht allein vollziehen. Es dankt uns dadurch wiederum, daß viele seiner führenden Wirtschaftspersönlichkeiten ebenfalls der gesamten deutschen Entwicklung wesentliche Dienste taten. Deutlich tritt ferner in der inhaltreichen Schilderung des Kölner Professors auch die Bedeutung des Stromes hervor, der die Entwicklung der kapitalistischen Produktionsweise auch zu seinem Teil an seinen Ufern steigerte. „Es bestehen enge Zusammenhänge zwischen dem von vielen nur so romantisch empfundenen Strom" und dem Volkswirtschaftsleben an seinen Ufern, die nicht nur unter dem Gesichtspunkt der Standortsfrage untersucht werden. Die Darstellung der Verkehrsbeziehungen ist ausführlicher; umfaßt doch der Güterverkehr mit Einschluß des westfälischen Ruhrgebiets ein Drittel des deutschen Gesamtverkehrs, wovon das Ruhrgebiet allein wieder die Hälfte leistet. Die sich daraus für die Wasserbautechnik ergebenden Aufgaben und der Stand dieser in ihrer Bedeutung für den Verkehr werden gewürdigt; die Bedeutung der Industrieentwicklung des Nordens mit seinen Massengütern für die Notwendigkeit der Häfen und der Niederrhein als der hervorragende Träger der neuen Schiffahrts- und Hafenprobleme kommen zur Geltung.

Diesen Wasserbau- und Verkehrsproblemen widmet erfreulicherweise auch das Buch des Kölner Privatdozenten, das in mancher Hinsicht das seines älteren Kollegen ergänzt, mehr Aufmerksamkeit als es gemeinhin wenigstens in älteren wirtschaftlichen Untersuchungen geschah. Außerdem wird in dem ausführlichen Kapitel über die Rohstoffbasis nach Ruhrkohle und Ruhrkoks, Braunkohle und Torf, Erz und Eisen das Wasser behandelt, dabei auch die Frage, wie der ungeheure Bedarf an Wasser, der noch im Wachsen ist, in der Belieferung sichergestellt werden kann; ferner unter anderem das Verdienst des kürzlich verstorbenen Landrats Gerstein um die Emscherkanalisierung. Die Entwicklung der Duisburg-Ruhrorter Häfen, des Rhein-Herne- und des Dortmund-Ems-Kanals wird verfolgt, wobei vor einer Überschätzung der Bedeutung des letzteren mit Recht gewarnt wird. Die Kanalisierung von Ruhr und Lippe, die Fragen des Hansakanals und der deutschen Rheinmündung sind auch gestreift, ebenso wie die Wasserstraße Rhein—Maas, die bekanntlich das Versailler Diktat zu Antwerpens Gunsten vorsieht (während jetzt die Beziehungen Rotterdams zur Ruhr immer lebhafter geworden sind!), dann ausführlicher die Bedeutung und die trotz allem unzulängliche Lösung der Eisenbahnprobleme dargestellt mit reichlichem Zahlenmaterial, die das Buch auch sonst mit im allgemeinen anzuerkennender Verarbeitung bietet, während die Kartenbeigaben manchen Wunsch noch offen lassen. Das bisherige Resultat wird sich wohl in Zukunft noch verstärken: das Ruhrgebiet, dessen gewaltige Agglomeration mit dem nicht sehr glücklichen Ausdruck „die werdende Ruhrstadt" Verfasser in dem Einleitungskapitel eindringlich hervorhebt, ist ein ausgesprochenes Überschußgebiet; der Versand übertrifft den Empfang innerhalb unseres Binnenlandes jeweils mindestens um das Doppelte und im Verkehr mit dem Ausland selbst nach dem Krieg noch um das Dreifache. Nach Hervorhebung der tarifpolitischen Fragen und der nötigen betriebsorganisatorischen Änderungen, die allerdings nur gestreift werden, bietet Sp. eine dankenswerte, auch historisch lehrreiche Zusammenfassung der Entwicklungslinien der Konzernbildung, während der „Mahnruf an die deutschen Arbeiter" bezüglich des Achtstundentages eine Frage, die mit dem Element Arbeit zusammenhängt, behandelt, wogegen andere zu kurz kommen. Auch „Das Kapital" überschriebene Kapitel wäre weiter auszuführen. Anzuerkennen bleibt das Bestreben, „vom Wesen der Wirtschaftsführer" auch weiteren Kreisen eine wissenschaftlich fundierte Vorstellung zu vermitteln, die merkwürdigerweise auch bei Kuske zu verschwommen bleibt (wie denn in diesem Werk trotz seiner mehr aphoristischen, auf andere Bücher Kuskes verweisenden Darstellung wohl die für das Rheinland wichtigsten Männer, ohne die seine Industrie-, Handels- und Bankenentwicklung undenkbar ist, hätten genannt werden können!). Leider leistet sich der wohl noch junge Verfasser manche Gemeinplätze, die er ändern sollte bei Durchfeilung des Stils anläßlich einer Neuauflage, die wir ihm und dem Hirtschen Verlag wünschen, der wie der Baedekersche mit Recht Sorgfalt auf die Ausstattung gelegt hat. Es wäre zu wünschen, daß wir ähnliche monographische Behandlungen wie die vorliegenden auch für andere deutsche Wirtschaftsgebiete erhielten. Die auf sie verwendete Mühe ist doch nur ein Ausdruck des Dankes, den wir dem Zusammenarbeiten von Wirtschaft und Technik schulden, die das Darzustellende entstehen ließen. Freilich sollte an die Darstellung und damit an die Erfüllung der Dankespflicht nur der volkswirtschaftlich Geschulte herangehen, der wirklich die Zusammenarbeit in ihrem Wesen erkennt, also auch die technischen Grundlagen und Wirkungen im Zusammenhang mit der volkswirtschaftlichen Entwicklung versteht. Daß diese Zusammenhänge wenigstens angedeutet sind, sei bei beiden auch sachlich zusammenhängenden Büchern hervorgehoben. Prof. Gehrig, Dresden.

Der kleine Brockhaus, Handbuch des Wissens in einem Bande, Leipzig, F. A. Brockhaus. In 10 Lieferungen zu je 1,90 M. ermäßigtem Subskriptionspreis. Lieferung 3, 4 und 5.

Es liegen uns die Lieferungen 3, 4 und 5 vor, die in anerkennenswerter Schnelle aufeinander gefolgt sind und wie die beiden ersten, an dieser Stelle bereits früher besprochenen, dem Verlage weiter Ehre einlegen. Es ist erstaunlich, was in diesen Lieferungen an kurzen und doch inhaltreichen und zutreffenden Darlegungen, an Abbildungen, Karten usw. auf engem Raume geboten wird. Man kann nur wiederholen, daß hier tatsächlich ein wahrhaftes Volksbuch für die Familien aller Kreise vorliegt — ein Werk, das in jedem deutschen Haus einen Ehrenplatz erhalten sollte. M. F.

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. September 1925. A. Für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton. — B. Für Ausführung ebener Steindecken. — C. Für Ausführung von Bauwerken aus Beton. — D. Für Drückversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, 1925. Preis geh. 1,80 RM.

Die in der vorliegenden Zeitschrift bereits im Heft 6 von Prof. Loeser ausführlich besprochenen, damals allerdings noch im Entwurfe vorliegenden, seitdem aber wenig veränderten neuen Eisenbetonbestimmungen liegen mit zugehörenden Bestimmungen über die Steineisendecken, die reinen Betonbauten und die Ausführung der Beton-Würfelproben nunmehr im Druck in der endgültigen Fassung vor. Sie sind von der baulichen Praxis seit langem erwartet, und der vorliegende, bestens ausgestattete Abdruck — in Aktenformat gehalten — wird sich als ein unentbehrliches Hilfsmittel und ein nicht zu umgehender Ratgeber aller am Beton- und Eisenbetonbau beteiligten Kreise erweisen. M. F.

Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe mit einer Anzahl Erlasse. Fünfte ergänzte Auflage. Berlin 1925. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 1,50 GM.

Die Neuauflage bringt im besonderen die neuen Bestimmungen über die Beanspruchung von Eisen in Hochbaukonstruktionen vom 25. II. 1925, hierbei also auch die Neubehandlung des Knickproblems nach dem ω-Verfahren (vgl. diese Zeitschrift Heft 7). Mit abgedruckt sind die Erlasse vom 24. XII. 1919 (zul. Belastungen), vom 21. 4. 1922 (Auslegung der Hochbaubelastungsbestimmungen), vom 2. I. 1924 (statische Berechnung von Riegeln eiserner Fachwerkwände), vom 24. III. 1924 und vom 10. 8. 1924 (Auslegung der Belastungsbestimmungen), endlich vom 14. 8. 1924 (Schornsteine aus Betonkaminsteinen). Die Bauindustrie in ihrer Gesamtheit wir dden Sonderdruck mit Freuden begrüßen, da er das Neue an baupolizeilichen Vorschriften und Angaben in engem Raum in klarer Wiedergabe vereint. M. F.

Das technische Eisen. Konstitution und Eigenschaften v. Dr.-Ing. Oberhoffer. 2. Aufl. Berlin 1925 bei Springer, 608 S. mit 610 Abb. Geb. 31,50 Goldmark.

Der längst durch zahlreiche Untersuchungen und Veröffentlichungen weit über den Kreis seiner Schüler bekannte Verfasser bringt in diesem Werke eine zusammenfassende Darstellung unserer heutigen Kenntnisse und Anschauungen vom Aufbau und den Eigenschaften des Eisens. Das Werk ist zwar in erster Linie für Hüttenleute geschrieben. Die Klarheit der Darstellung, die alle Arbeiten Oberhoffers auszeichnet, gestattet aber auch anderen das Werk ohne allzu große Anstrengung ja mit Genuß zu studieren. Und da wesentliche Fortschritte im Eisenbau wohl nur durch Verwendung immer edleren Materials zu erwarten sind, dies aber auch entsprechend behandelt werden muß, werden auch immer mehr Eisenbauer gezwungen, sich eingehend mit den Eigenschaften des Eisens zu befassen. Ihnen wird das Werk eine Fundgrube des Wissens sein. Ein Blick auf den Inhalt wird dies zeigen.

Nach einer Einleitung über die Definition und die Einteilung des technischen Eisens folgen die Untersuchungen über die Konstitution des Eisens in ihrer Abhängigkeit von der technischen Zusammensetzung. Nachdem das reine Eisen besprochen ist, folgen die binären Systeme von Eisen mit allen wichtigeren in Frage kommenden Elementen; daß dabei das System Eisen-Kohlenstoff weitaus den größten Raum einnimmt ist selbstverständlich. Ein Überblick über die ternären und höheren Systeme und ein Abschnitt über die Gase und Schlackeneinschlüsse schließt das Kapitel. Der nächste Teil ist dem Einfluß der chemischen Zusammensetzung auf die Eigenschaften des Eisens gewidmet. Nach einem kurzen Abschnitt über den Einfluß der Temperatur folgt der fast die Hälfte des Werkes umfassende Teil über den Einfluß der Weiterverarbeitung auf das Gefüge und die Eigenschaften des schmiedbaren Eisens. Die Erscheinungen der primären und sekundären Kristallisation, der Seigerung, Um- und Rekristallisation, die Warmverformung und die Umkristallisation des warm verarbeiteten Eisens, das Härten und Anlassen und endlich das Zementieren werden eingehend dargestellt.

Dieser Abschnitt dürfte für den Bauingenieur der wichtigste sein, wenn auch nicht alle besprochenen Vorgänge für ihn gleich wichtig sind. Auch die Schlußkapitel über den Temper-, Grau- und Hartguß haben wohl weniger Bedeutung für ihn. Immerhin dürfte diese kurze Aufzählung genügen, den reichen Inhalt des Buches anzudeuten. Daß durchweg die neuesten Forschungen und Theorien berücksichtigt sind und daß die Ausstattung des Werkes glänzend ist, braucht wohl kaum gesagt zu werden. Mögen es auch die maßgebenden Männer des Eisenbaues recht fleißig studieren. Müllenhoff.

L. A. Ott: Theorie und Konstantenbestimmung des hydrometrischen Flügels. 49 S. m. 25 Abb. i. Text u. 1 Tab. Berlin 1925. Verl. Julius Springer. Preis geh. 4,50 RM.

Nach allen bisherigen Veröffentlichungen wird die Wassermengenmessung mit Hilfe des bekannten hydrometrischen Flügels wohl noch auf längere Zeit die meist geübte bleiben. Die Frage nach der Meßgenauigkeit, die sich mit Hilfe des Flügels erzielen läßt, ist demnach wohl berechtigt. Selbstverständlich wird diese erreichbare Genauigkeit sehr stark von den äußeren Meßbedingungen abhängen, vor allem auch von dem persönlichen Geschick und der Erfahrung des Beobachters. Wesentlich erscheint aber, daß auch grundsätzlich die Eignung des Flügels als Geschwindigkeitsmesser wissenschaftlich untersucht, seine Theorie für normale Strömungsverhältnisse und die Fehlergrenzen für zuverlässige Angaben festgestellt werden.

Verfasser verarbeitet zu dem Zweck eine große Reihe genau durchgeführter Schleppversuche, aus denen er nach einer sehr schön entwickelten Methode die Konstanten der Flügel ableitet, wobei sich dann die Angaben für die Meßgenauigkeit fast nebenher ergeben.

Das Werkchen wird jedem mit Wassermengenmessungen befaßten Bauingenieur willkommen sein. Heiser.

Kersten, Der Eisenbetonbau. Teil I. 13. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66. Preis in Leinen gebd. 8,— RM.

Die Neuauflage trägt den jetzt erschienenen neueren Eisenbetonbestimmungen vom Juni 1925 ebenso Rechnung wie den Veränderungen in den Grundbaustoffen des Verbundbaues nach der Seite der hochwertigen Materialien hin. Zudem ist das Buch durch weitere recht willkommene Rechnungsbeispiele und praktische Abbildungen zweckmäßig ergänzt. In einem Anhange sind die zu erwartenden wichtigsten Neubestimmungen zusammengestellt. Das in den Kreisen, an die es sich wendet, bestens eingeführte Kerstensche Werk wird auch in seiner weiteren Ausgestaltung dank seines inneren Wertes, seiner Zweckmäßigkeit und Zuverlässigkeit erneut sich Freunde zu erwerben wissen. M. F.

Ewiger Tageskalender. Von Fr. W. Dietz. Selbstverlag, Rheinsheim Kr. Karlsruhe. Preis 1,60 RM.

Ein sinnreicher und handlicher Kalender liegt vor, bei dem man durch einfache Handhabung für jedes Datum Wochentag, Monat und Jahr einstellen kann. Alle die, welche für solche Kalender Interesse haben, werden sich an seiner Aus- und Durchbildung erfreuen und sich mit ihm anfreunden. M. F.

Rahmenformeln. Von Prof. Dr. Ing. A. Kleinlogel, Privatdozent an der Techn. Hochschule Darmstadt. 689 Rahmenfälle mit 1350 Abb. Fünfte neubearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin 1925, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66. Preis geh. 18,—, geb. 19,50 RM.

Gegenüber den früheren Auflagen weist die ausgezeichnete und mit Recht in der Praxis bestens eingeführte Zusammenstellung der Rahmenformeln Neuerungen und Erweiterungen wertvoller Art auf. Zunächst ist jedem Kapitel ein Zahlenbeispiel angefügt. Sodann wurden für alle Rahmenformen mit wagerechtem Riegel die Einflußlinien für die Auflagerkräfte und für die wichtigsten Biegungsmomente den Kapiteln vorangestellt, ebenso für die Rahmenformen mit Kragarm. Die Anzahl der Belastungsfälle ist in wünschenswerter Weise in vielen Kapiteln vergrößert. Ausstattung und Druck sind dem Verlag entsprechend erstklassig.

Durch die Vervollständigung hat das Werk weiter gewonnen. Es wird sich deshalb mit Recht immer mehr Freunde dank seines inneren Wertes, seiner praktischen und übersichtlichen Zusammenstellungen und Zuverlässigkeit erwerben. M. F.

Reichsadreßbuch: Deutschlands Baustoffe 1925. Baugeräte-, Baumaschinen-Industrie und -Handel. Preis gebd. 7,50 RM. Verlag: Otto Elsner, Verlagsgesellschaft m. b. H., Berlin S 42.

Das sehr praktisch angeordnete und durch seine Ausführlichkeit besonders bemerkenswerte Adreßbuch enthält in Teil I als Fachgruppen: A. Maschinen — Eisen, Dampfkessel und Apparate —, B. Bauindustrie, C. Steine und Erden, D. Sägeindustrie und Holzhandel, E. Keramische Industrie, F. Glasindustrie. Eingefügt ist ein Verzeichnis der Baumaterialienhändler Deutschlands. Teil II enthält Baumaterialien und Baubedarfsartikel nach Stichworten geordnet, Teil III Spezialunternehmungen für besondere Bauarbeiten, Teil IV sonstige, mit dem Baufache in mittelbarem Zusammenhange stehende Geschäftszweige.

Für die bauliche Praxis, für Handel und Industrie wird der Kalender als ebenso praktisch wie nützlich und unentbehrlich empfunden werden. M. F.

Quer durch die Alpen. Ein geologischer Exkursionsführer von Friedr. Saxer (aus der Volksbücherei „Aus Natur und Technik). Preis 1,20 G.-M. Verlag Rascher & Co. A.-G. Zürich, Leipzig und Stuttgart.

Das kleine Werk bezweckt, den die Alpen Durchstreifenden die Großartigkeit des Aufbaues als ästhetisches Erleben nahezubringen. In diesem Sinne soll das Büchlein im besonderen ein Führer für den sein, der auf der Gotthardlinie die Alpen durchfährt oder sie durchwandert. Was hier geboten wird an Wissen, ist durchaus verständlich gehalten, dabei aber von wissenschaftlicher Darlegung getragen, vorwiegend sich auf Albert Heims großem Werke: „Die Geologie der Schweiz" aufbauend. Insbesondere ist in den Darstellungen das „Bewegungsbild" der Alpen herausgearbeitet, um den Leser vorzuführen, welch gewaltiges Ergebnis ungeheurer Kraftwirkungen die Alpenkette verkörpert.

Das kleine Werk verdient in wahrstem Worte ein geologischer Exkursionsführer quer durch die Alpen für den Besucher zu werden. M. F.

EHRENPROMOTION.

Anläßlich der Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes, die in diesem Jahre am 26. und 27. Oktober 1925 in Karlsruhe stattfand, wurde seitens der Technischen Hochschule Karlsruhe und ihrer Bauingenieurabteilung der derzeitige Vorsitzende des V. D. I., Herr Eggers, Hamburg, in Anbetracht seiner hervorragenden Verdienste um die konstruktive und wissenschaftliche Entwicklung des Eisenbaues zum Dr.-Ing. e. h. (Doktor-Ingenieur ehrenhalber) promoviert.

Die gleiche Ehrung wurde einem Altmeister auf dem Gebiete des konstruktiven Eisenbaues, der weit über die Grenzen Deutschlands hinaus als hochverdienter Eisenbauer anerkannt wird, Herrn Königl. Baurat Karl Bernhard, Berlin, zuteil, dem die Technische Hochschule Stuttgart und deren Bauingenieurabteilung die Würde eines Doktor-Ingenieurs verliehen hat.

Auch die Schriftleitung beglückwünscht beide Herren zu der durch hingebende, erfolgreiche Arbeit im Dienste der Allgemeinheit wohlverdiente Ehrung.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Ablieferung rückständiger Beiträge.

Das Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist in diesen Tagen an diejenigen Mitglieder, deren Beitragskonto für 1924 und 1925 ausgeglichen ist, versandt worden. Wir bitten nunmehr dringend um Einsendung etwa noch rückständiger Beiträge für 1924 und 1925, damit auch denjenigen Mitgliedern das Jahrbuch zugeleitet werden kann, die es noch nicht bekommen haben. Die Geschäftsstelle ist auf mündliche oder schriftliche Anfrage gern bereit, Auskunft über den Stand des Beitragskontos zu geben.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünscht und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co. Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang | 20. November 1925 | Heft 33

UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN EINFLUSS WIEDERHOLTER BELASTUNGEN AUF ELASTIZITÄT UND FESTIGKEIT VON BETON UND EISENBETON [1]).

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Das Problem des Einflusses wiederholter Belastungen auf die Festigkeitseigenschaften von Baumaterialien ist dem Ingenieur durch das unerwartete Auftreten von Brüchen bei dauerbeanspruchten Konstruktionsteilen zum erstenmal augenfällig geworden. Diese Dauerbrüche, wie man sie auch nennt, ereigneten sich vorwiegend bei Maschinenkonstruktionsteilen, die in ununterbrochenem Betrieb wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt waren.

Die ersten Untersuchungen die sich mit den Ermüdungserscheinungen befaßten, stammen wohl von Albert aus dem Jahre 1829[2]), fallen also in die Jugendzeit des Maschinenbaues. In den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts führte Wöhler seine bekannten Untersuchungen durch. Wöhler hat hauptsächlich die Ermüdungserscheinungen an Eisenbahnachsen studiert, wurde also auch durch seine Tätigkeit auf dem Gebiete des Maschinenbaues zu diesem Problem hingeführt. Nach Wöhler befaßte sich Bauschinger in den achtziger Jahren mit der gleichen Frage.

Für viele Erkenntnisse auf diesem Gebiete bilden auch noch heute die Forschungsergebnisse von Wöhlei und Bauschinger die Grundlage.

Im Bauingenieurwesen befaßte sich naturgemäß in erster Linie der Brückenbauer mit der Frage der Arbeitsfestigkeit.

Bei einer Brücke werden die Konstruktionsglieder Spannungen ausgesetzt, die von einer unteren Grenze σ_u, der Eigengewichtsspannung, nach einer oberen Grenze σ_o, der Verkehrslastspannung, und umgekehrt wechseln. Bei Gurtstäben von Fachwerksträgern liegen die Spannungsgrenzen σ_o und σ_u stets entweder im positiven oder im negativen Gebiet, bei Diagonalstäben kann σ_o und σ_u je nach der Laststellung entweder im positiven oder im negativen Gebiet liegen, so daß hier ein Spannungswechsel über o eintreten muß.

Es sei hier kurz an die Begriffe der Tragfestigkeit Ursprungsfestigkeit, Arbeitsfestigkeit, Schwingungsfestigkeit, Dauerfestigkeit erinnert. Nun sind die Belastungswechsel bei Brückenteilen auch nicht entfernt so häufig, wie sie im Bereich des Maschinenbaues vorkommen können. Dauerbrüche eines Brückenteiles werden deshalb sehr selten sein, weil andere Einflüsse, die zur Zerstörung führen, viel intensiver wirken oder der Lebenszeit der Brücke aus anderen Gründen ein vorzeitiges Ende bereitet wird. So kam es wohl auch, daß der Bauingenieur erst durch die Wöhlerschen Versuche angeregt wurde, der Frage Beachtung zu schenken. In einem im Jahre 1873 veröffentlichten Aufsatz[3]) versucht Launhardt, die Ergebnisse Wöhlers für den Brückenbau zahlenmäßig zu verwerten. Es finden sich auch in den Vorschriften für Eisenbauwerke (vorläufige Fassung 1922) Anklänge; z. B. wird die zulässige Spannung in Stäben mit wechselnder Spannung abhängig gemacht von σ_{min} und σ_{max} und niedriger festgesetzt als bei Stäben mit stets gleichgerichteten Spannungen[4]).

[1]) Gleichzeitig in der Festschrift anläßlich der Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Karlsruhe veröffentlicht.

[2]) Stahl und Eisen 1896: O. Hoppe, Alberts Versuche und Erfindungen.

[3]) Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins in Hannover.

[4]) Vgl. Mitteilungen aus dem Mechan.-techn. Laboratorium München 1886, Bauschinger, Über die Veränderung der Elastizitätsgrenze.

Auch die neueren Untersuchungen über die Arbeitsfestigkeit von Stählen, die in den letzten Jahren namentlich in Amerika und England gefördert wurden, aber neuerdings auch in Deutschland an Interesse gewinnen — ich nenne Howard, Hopkinson, H. J. Moore, I. B. July, C. E. Stromeyer, D. J. Mc Adam, J. B. Kommers, Jenkins, T. M. Jasper und in Deutschland O. Föppl — zeigen deutlich, daß hauptsächlich der Maschinenbauer ein praktisches Interesse an dieser Frage hat.

Bei Beton und insbesondere Eisenbeton als Baumaterial liegen der Natur der Verbundbauweise entsprechend Verhältnisse vor, die sich in wesentlichen Punkten von denen eines homogenen Materials unterscheiden.

Hier interessiert das Problem des Einflusses wiederholter Belastungen aus verschiedenen Gründen.

Ein Verbundbalken besteht aus drei Baustoffen: dem Beton in der Druckzone, dem Beton in der Zugzone und den Eiseneinlagen. Das Problem hat also für den Eisenbetonbau mehrere Seiten: Wie verhält sich bei Dauerbeanspruchungen 1. der auf Druck beanspruchte Beton, 2. der Betonzugteil, 3. die Eiseneinlagen?

Die letzte Frage tritt im allgemeinen zurück, da bei den üblichen Annahmen für die Festigkeitsberechnung von Eisenbetonquerschnitten (siehe unten) die tatsächliche Eisenbeanspruchung normalerweise erheblich geringer als die rechnerische und immer weit unterhalb der E-Grenze liegen wird.

Das Verhalten des auf Zug beanspruchten Betons kann von sehr großer praktischer Bedeutung sein. Die Festigkeitsberechnung erfolgt zwar stets für den ungünstigsten Fall, daß der Beton der ganzen Zugzone gerissen und die Eisen sämtliche Biegungsspannungen aufzunehmen haben. Trotzdem ist unter Umständen die Güte und Sicherheit eines Eisenbetontragwerkes mittelbar von der Rißsicherheit abhängig. Risse gewähren den Wasserdämpfen und aggressiven Gasen, wie sie namentlich im Eisenbahnbetrieb vorkommen, Zugang zu den Eisen. Der Rost, der sich dann bildet, schwächt die Eisenbewehrung und sprengt außerdem die Betonumhüllung; diese beiden Umstände können unter Umständen die Sicherheit des Bauwerks verringern.

Für Eisenbahntragwerke aus Eisenbeton ist es also von sehr großer praktischer Bedeutung, wie Dauerbelastungen auf Entstehen der Risse und ihre weitere Ausdehnung wirken.

Aus Gründen versuchstechnischer Art ist es erforderlich, auf reine Dauerzugversuche zu verzichten und das Verhalten des auf Zug beanspruchten Betons gleich in der auf Biegung beanspruchten Verbundkonstruktion zu beobachten.

Von den Dauerbiegungsversuchen an Eisenbetonträgern sind folgende zu nennen: Homann[5]) beschreibt einen Dauerversuch an einem Eisenbetonbalken. Der Versuch wurde im Auftrag der Eisenbahndirektion Berlin gemacht. Seine Anordnung war jedoch nicht derart, daß er zu bestimmten Erkenntnissen hätte verhelfen können. In den letzten Jahren hat sich die Mechan.-techn. Versuchsanstalt in Dresden im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton mit der Frage befaßt. Über die erste Versuchsreihe, die sich über die Jahre 1911—1913 erstreckt, wird in Heft 53 der Mitteilungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton berichtet. Es wird jedoch am Schluß des Berichtes erklärt, daß die Versuche abgebrochen

[5]) Armierter Beton 1909.

worden seien, weil durch die Verwendung von Stampfbeton für die Probekörper keine brauchbaren Ergebnisse erzielt wurden.

Inzwischen sind auch die Ergebnisse der Untersuchungen aus den Jahren 1914 bis 1920 veröffentlicht worden. Die Probekörper waren diesmal aus plastischem Beton hergestellt. Die Balken hatten einen Plattenbalkenquerschnitt mit B = 100 cm, d = 10 cm, h = 38,5 cm, b = 25 cm, F_e = 4 Ø 18 + 2 Ø 16 mm, l = 5 m. Die Stärke der Bewehrung war derart, daß der Bruch durch Überschreiten der Streckgrenze erfolgte.

Die Beobachtung der Rißbildung war sehr gründlich und die Anzahl der Lastwiederholungen (bis zu 7,5 Millionen) durchaus ausreichend. Nicht befriedigen kann hingegen der völlige Mangel an Feinmessungen. Die Spannungen sind mittels der gebräuchlichen Berechnungsverfahren bestimmt worden; man kann jedoch nur von Längenänderungsmessungen im Verein mit Elastizitätsmessungen erwarten, daß sie uns ein klares Bild von den Formänderungen und Spannungen geben.

Querschnitt

Abb. 1a.

Bei den nunmehr im Institut für Eisenbeton seit längerer Zeit im Gang befindlichen Untersuchungen ist vorerst der Einfluß wiederholter Belastungen auf Betonkörper studiert worden, die auf reinen Druck beansprucht wurden.

Grundriß

Abb. 1c.

Die bisher in der Literatur veröffentlichten Versuche sind sehr gering. Meines Wissens hat nur der Amerikaner van Ornum bisher derartige Untersuchungen vorgenommen[6]). Sein Ziel war, die Ursprungsfestigkeit von Beton zu bestimmen. Dabei hat er auf die Beobachtung der Formänderungen nur sehr geringen Wert gelegt. Gerade das ist wesentlich, und im besonderen das Verhältnis der bleibenden zu den gesamten Längenänderungen.

[6]) Transactions of the American Society of Civil Engineers 1907.

Es hat sich bei unseren Versuchen gezeigt, daß Dauerbeanspruchungen die elastischen Eigenschaften so zu beeinflussen vermögen, daß ein Studium dieser Erscheinungen sowohl an sich zum Zweck vertiefter Materialkenntnisse als auch als Erweiterung unseres Wissens über die Verbundwirkung im dauerbeanspruchten Eisenbetonbalken von Bedeutung zu sein scheint. Es sollen nachher einige zahlenmäßige Angaben folgen. Zuerst soll die Dauerprüfmaschine kurz beschrieben werden (Abb. 1), die für Untersuchungen auf Druck und Biegung eingerichtet ist.

Langsschnitt

Abb. 1b.

Sie ist in Verbindung mit der Firma J. Losenhausen konstruiert worden und hat auf Grund verschiedener Erfahrungen während der ersten Arbeiten mancherlei Abänderungen erfahren.

Die Prüfmaschine besteht im wesentlichen aus einem unteren und einem oberen Tisch, von denen der untere mit dem Probekörper zur Krafteinwirkung angehoben werden kann, der obere Tisch wird unter Zwischenschaltung von fünf Dämpfungsfedern zur Verminderung des Hubweges gegen ein oberes Querhaupt abgestützt, das durch vier Säulen mit der Grundplatte verbunden ist. Ein 5 PS-Motor arbeitet auf einem Schneckengetriebe, das eine Kurvenscheibe A antreibt. Diese versetzt den durch das Lager C gestützten Kniehebel B in Schwingungen. Der eine Arm des Kniehebels hat die Gestalt einer zylindrischen Büchse D. In dieser Büchse ist eine zweite Büchse E verschiebbar angebracht, jedoch ist ihre Lage während des Betriebes gegenüber der Büchse D unverschieblich. Die

Systemskizze

Abb. 1d.

Verstellung von E gegen D ist nur vorgesehen, um die Hübe des Tisches K regeln zu können. In der Büchse E ist eine weitere zylindrische Büchse F drehbar aufgehängt. Durch die Büchse F ist der Hauptbebel G geführt, der auf H fest gelagert ist. Die schwingende Bewegung des Kniehebels B wird also dem Haupthebel G durch die bewegliche Büchse F mitgeteilt, wobei die Büchse F auf dem Hebel B gleitet. Der Hebel G überträgt seine Bewegung durch das Druckgelenkstück J auf den Tisch K.

Die Büchse E ist gegenüber der Büchse D mit Hilfe einer Zahnstange verstellbar, und zwar kann ihre jeweilige Lage an einer besonderen Skala abgelesen werden. Die Einstellung des Hebelverhältnisses und damit des Tischhubes ist also mit großer Genauigkeit ($^1/_{10}$ mm) möglich.

Die Kurvenscheibe A ist in der Prinzipskizze der Einfachheit halber um eine zur Bildebene senkrechte Achse drehbar dargestellt. In Wirklichkeit liegt ihre Achse parallel zur Bildebene, und die Kurven sind senkrecht zur Scheibe auf deren Rand aufgebracht.

Das Lager C ist ein normales Zapfenlager ebenso wie die Aufhängung der Büchse F in der Büchse E. In der Prinzipskizze ist diese Aufhängung der Deutlichkeit halber aus der Mittellinie der Büchse D herausgerückt. Die Lagerung bei H ist ebenfalls durch einen Zylinderzapfen bewirkt. Die Kugelköpfe des Druckgelenkstückes J sind in Kugelzapfen gelagert.

Für die Dauerdruckversuche wurden Betonprismen von 7×7 cm² Querschnittsfläche und 28 cm Höhe verwendet. Die Querschnittsabmessungen mußten so gering gewählt werden, weil die Maschine nur für einen Höchstdruck von 10 t konstruiert war. Es soll darauf hingewiesen werden, daß die obengenannten Ausmaße für einen Betonprobekörper gering sind. Ungleichmäßigkeiten in der Struktur, die bei Beton nie zu vermeiden sind, werden sich naturgemäß bei kleinen Abmessungen mehr auswirken. Dies trifft namentlich bei Dauerbeanspruchungen zu. Es hat sich bei den Untersuchungen herausgestellt, daß einzelne Probekörper ganz aus der Reihe fielen, was offenbar darauf zurückzuführen ist, daß bei häufig wiederholter Belastung der Zerstörungsvorgang von schwachen Stellen im Beton seinen Ausgang nimmt. Ganz ähnlich, jedoch ungleich schärfer ausgeprägt liegen bekanntlich die Verhältnisse bei Eisen. So berichtet O. Föppl in der Schweizer Bauzeitung vom 1. November 1924, daß durch eine Beschädigung an der Oberfläche eines Stabes von 2 mm² Ausdehnung und 0,1 mm Tiefe — also dem bloßen Auge kaum sichtbar — die Schwingungsfestigkeit um 44 % verringert worden ist. Es ist deshalb die Herstellung der Probekörper mit großer Sorgfalt geschehen, das maximale Korn wurde — eben mit Rücksicht auf den kleinen Querschnitt — auf 15 mm begrenzt.

Die Arbeitsfestigkeit in der Strenge der Definition zu bestimmen, ist unmöglich. Selbst wenn ein Körper 1000 Millionen Belastungen ausgehalten hat — derartig hohe Zahlen sind bei amerikanischen Untersuchungen erreicht worden —, so ist damit immer noch nicht bewiesen, daß er beliebig viele Beanspruchungen auszuhalten vermag. Um die Untersuchungen irgendwie zu begrenzen, wurde die Höchstzahl der Lastwiederholungen auf 1 500 000 festgelegt. Es zeigte sich, daß diese Zahl von Wiederholungen im Verein mit sorgfältigen Feinmessungen zum Studium der Ermüdungserscheinungen ausreichte. Variiert wurden die Belastungsgeschwindigkeit und die Grenzen der Beanspruchungen. Die Belastungsgeschwindigkeit konnte zwischen 30 und 90 Hüben pro Minute mittels eines Widerstandes eingestellt werden. Es zeigte sich, daß die Höhe der Vorspannung, also die Differenz $\sigma_o - \sigma_u$, von erheblicher Einwirkung ist. Diese Tatsache hat bekanntlich Wöhler für Eisen gefunden und als einen Hauptsatz bezeichnet[7]). Man kann es etwa in der Form allgemein fassen, daß alle typischen Erscheinungen des Dauerversuchs um so schwächer werden, je kleiner die Differenz $\sigma_o - \sigma_u$ bei gleichem σ_o ist. So wurde ein Prisma mit $\sigma_u = 8$ kg/cm², ein anderes mit $\sigma_u = 100$ kg/cm² der Dauerprüfung unterworfen, wobei beide Male $\sigma_o = 130$ kg/cm² (etwa 70 % der statischen Druckfestigkeit) betrug. Das erste Prisma wurde nach 341 000 Belastungen zerstört, das andere hielt 1,5 Millionen Belastungen aus.

Wie bereits oben ausgeführt, sollte nicht nur die Arbeitsfestigkeit des Betons unter Variation der verschiedenen beeinflussenden Faktoren beobachtet, sondern es sollte gerade die Einwirkung der Dauerbeanspruchungen auf die elastischen Eigenschaften des Materials studiert werden. Zu diesem Zweck blieben die Meßgeräte jeweilig während der ganzen Versuchsdauer an den Probekörpern. Die Feinmessungen geschahen mit Martensschen Spiegelapparaten. Es wurde 500 fache Vergrößerung eingestellt; da die Skala Millimetereinteilung besitzt, kann bei einer Meßstrecke von 20 cm genau $\varepsilon = \frac{1}{100\,000}$ abgelesen und ziemlich sicher $\frac{1}{1\,000\,000}$ geschätzt werden. Es hat sich herausgestellt, daß die Apparate die vielen Drehungen, die bis zu 1,5 Millionen gingen, mitmachten, ohne in ihrer Lage im geringsten nachzugeben. Nur dadurch wurde es möglich, zu jeder Zeit leicht die Formänderungen festzustellen. Die bleibenden Deformationen hätten überhaupt anders gar nicht festgehalten werden können.

Abb. 2. Federnde und bleibende Längenänderungen während des Dauerversuchs. (Für die bleibenden Formänderungen beginnt die Ordinatenachse mit 0.)

Im folgenden sei über einen Dauerversuch kurz berichtet, bei dem die Höchstspannung $\sigma_o = 55{,}6$ kg/cm² und $\sigma_u = 8$ kg/cm² betrug. Die statische Druckfestigkeit (Prismenfestigkeit) betrug 148 kg/cm². Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 60 Hübe/min.

7) Wöhler, Versuche über die relative Festigkeit von Eisen, Stahl und Kupfer, Zeitschrift für Bauwesen 1866.

Zusammenstellung 1.

υ = Anzahl der Belastungen	ε_f	ε_{bl}
1	$2{,}30 \cdot 10^{-4}$	$0{,}01 \cdot 10^{-4}$
10	$2{,}34 \cdot 10^{-4}$	$0{,}03 \cdot 10^{-4}$
100	$2{,}38 \cdot 10^{-4}$	$0{,}06 \cdot 10^{-4}$
1 300	$2{,}43 \cdot 10^{-4}$	$0{,}20 \cdot 10^{-4}$
13 000	$2{,}57 \cdot 10^{-4}$	$0{,}29 \cdot 10^{-4}$
29 000	$2{,}63 \cdot 10^{-4}$	$0{,}34 \cdot 10^{-4}$
76 000	$2{,}70 \cdot 10^{-4}$	$0{,}44 \cdot 10^{-4}$
133 000	$2{,}76 \cdot 10^{-4}$	$0{,}50 \cdot 10^{-4}$
169 000	$2{,}81 \cdot 10^{-4}$	$0{,}52 \cdot 10^{-4}$
198 000	$2{,}80 \cdot 10^{-4}$	$0{,}55 \cdot 10^{-4}$
219 000	$2{,}79 \cdot 10^{-4}$	$0{,}56 \cdot 10^{-4}$
239 000	$2{,}81 \cdot 10^{-4}$	$0{,}57 \cdot 10^{-4}$
260 000	$2{,}81 \cdot 10^{-4}$	$0{,}58 \cdot 10^{-4}$
280 000	$2{,}81 \cdot 10^{-4}$	$0{,}58 \cdot 10^{-4}$
305 000	$2{,}81 \cdot 10^{-4}$	$0{,}58 \cdot 10^{-4}$
330 000	$2{,}81 \cdot 10^{-4}$	$0{,}58 \cdot 10^{-4}$
366 000	$2{,}80 \cdot 10^{-4}$	$0{,}58 \cdot 10^{-4}$
394 000	$2{,}81 \cdot 10^{-4}$	$0{,}57 \cdot 10^{-4}$
427 000	$2{,}81 \cdot 10^{-4}$	$0{,}58 \cdot 10^{-4}$
453 000	$2{,}81 \cdot 10^{-4}$	$0{,}58 \cdot 10^{-4}$

In der Zusammenstellung 1 sind die federnden und bleibenden Längenänderungen verzeichnet. Zuerst nehmen die federnden Längenänderungen ε_f schneller zu als die bleibenden ε_{bl}, nachher ist es umgekehrt. Allmählich tritt ein Beharrungszustand in den Formänderungen ein, und zwar werden zuerst die federnden Längenänderungen konstant. Erheblich länger dauert es, bis die bleibenden Dehnungen zur Ruhe kommen. Nach 453 000 Lastwiederholungen wurde der Versuch beendet, da, wie aus der Zusammenstellung 1 hervorgeht, offenbar der Beharrungszustand eingetreten war (Abb. 2).

Sodann wurde der Körper Elastizitätsmessungen unterworfen. Nach Belastung und Entlastung wurde jeweils eine Minute gewartet und dann abgelesen. Zusammenstellung 2 zeigt das Ergebnis:

Zusammenstellung 2.

kg/cm²	ε_f in $^1/_{10\,000}$	ε_{bl} in $^1/_{10\,000}$	E kg/cm²	Anzahl der Lastwechsel bis zum Beharrungszustand	
24,0	1,22	—	196 800	2	
29,2	1,47	—	197 500	2	
34,4	1,74	—	197 600	2	
39,4	1,99	—	198 000	2	
44,2	2,23	—	198 200	2	
48,0	2,42	—	198 200	2	
52,4	2,67	—	196 500	2	
55,6	2,81	—	197 500	2	
60,8	3,06	—	198 700	2	
66,2	3,34	—	198 000	2	
71,0	3,58	—	198 200	2	
75,0	3,86	0,05	194 000	7	Beharrung in den federnden und nicht in den bleibenden Dehnungen erreicht.
82,0	4,37	0,14	188 000	10	Beharrung weder in den bleibenden noch in den federnden Dehnungen erreicht.
85,6	4,66	0,22	184 000	10	
143,0	Bruch				

Der Elastizitätsmodul ist bis $\sigma = 71$ kg/cm², also über die obere Spannungsgrenze $\sigma_0 = 55{,}6$ kg/cm² hinaus eine konstante Größe geworden. Bleibende Längenänderungen treten bis $\sigma = 71$ kg/cm² nicht auf. Der Beharrungszustand in den federnden Formänderungen ist gleichfalls sofort nach der ersten Belastung vorhanden. Das Wiederauftreten von bleibenden Längenänderungen bei höheren Spannungsn fällt mit dem weiteren Sinken des Elastizitätsmoduls zusammen. Man kann also sagen, daß der Körper bis über seine Vorspannung hinaus durch die Dauerbeanspruchung elastisch geworden ist. Diese Erkenntnis ist durch eine Reihe weiterer Versuche, über die später berichtet werden soll, belegt. Man vergleiche damit Bauschingers[8]) Satz:

„Durch oftmals wiederholte Anstrengungen zwischen o und einer oberen Spannung, welche mehr oder weniger über die ursprüngliche Elastizitätsgrenze gegangen ist, wird diese gehoben, und zwar bis über, manchmal weit über die obere Grenze hinaus."

Hinter der gehobenen Elastizitätsgrenze findet eine ziemlich rasche Zunahme der Formänderungen, und zwar der bleibenden sowohl wie der federnden, statt.

Sodann wurden Elastizitätsmessungen an jungfräulichen Prismen durchgeführt, die Mittelwerte von drei Versuchen sind in Zusammenstellung 3 angegeben.

Zusammenstellung 3.

kg/cm²	ε_f in $^1/_{10\,000}$	ε_{bl} in $^1/_{10\,000}$	E kg/cm²	Anzahl der Lastwechsel bis zum Beharrungszustand	
24,0	0,81	0,03	296 000	6	
34,4	1,20	0,03	286 000	10	Beharrung in den federnden und bleibenden Dehnungen
44,2	1,58	0,11	280 000	10	Beharrung in den federnden, keine Beharrung in den bleibenden Dehnungen.
55,6	2,22	0,20	251 000	10	keine Beharrung.
66,2	2,95	0,31	224 000	10	
71,0	3,32	0,39	214 000	10	
75,0	3,65	0,47	205 000	10	
82,0	4,28	0,57	191 000	10	
148,0	Bruch				

Ein Vergleich zeigt folgendes: Die gesamten bleibenden und federnden Formänderungen sind bei dem dauerbeanspruchten Körper auf der Laststufe $\sigma = 55{,}6$ größer als die des jungfräulichen Körpers. Bei höherer Belastung holt indes letzterer die Formänderungen des ersteren wieder ein, und zwar die federnden schneller als die bleibenden. Die Dehnungskurve des dauerbeanspruchten Prismas ist steiler (für die σ als Ordinaten und die ε als Abszissen), es ist offensichtlich verfestigt worden. Die Bruchfestigkeiten sind nicht nennenswert verschieden. Man vergleiche hiermit das Verhalten von Eisenstäben, die über die Proportionalitäts- und über die Streckgrenze hinaus dauerbeansprucht wurden, bzw. das Verhalten von Gußeisen bei Belastungswechseln[9]). Es kann an dieser Stelle nicht weiter auf Analogien und Verschiedenheiten mit Erscheinungen aus dem Bereich der Metallprüfung eingegangen werden. Dies ist nur an Hand eines reicheren Versuchsmaterials möglich.

In Abb. 4 sind die federnden Formänderungen der Versuchskörper in logarithmischen Koordinaten aufgetragen worden. Es zeigt sich hierbei bestätigt, daß sie einem Potenzgesetz folgen. In Abb. 5 sind die federnden Formänderungen während des Dauerversuchs in logarithmischen Koordinaten über υ aufgezeichnet. Die Kurve zeigt deutlich drei Äste, die auch an anderer Stelle bei unseren Versuchen beobachtet wurden.

[8]) Mitteilungen, München 1886, Seite 38.

[9]) Bauschinger, Über die Änderung der Elastizität usw. Blatt I. S. Berliner, Über das Verhalten des Gußeisens bei langsamem Belastungswechsel. Annalen der Physik 1906, S. 531.

Abb. 3.

Abb. 4.

Abb. 5.

Interessant ist namentlich der scharfe Knick bei Eintritt des Beharrungszustandes. Das Eintreten eines Beharrungszustandes bei Dauerprüfungen, allerdings in anderm Zusammenhang — bei Darstellung der v über σ, wobei v diesmal die Zahl der zum Bruch notwendigen Belastungswechsel bedeutet —, zeigt ähnliche Bilder[10]).

Im vorstehenden habe ich über die ersten Ergebnisse der Untersuchungen berichtet, die mein Assistent, Diplom-Ingenieur Mehmel, seit etwa 1½ Jahren ausführt. Der erste Teil der für die nächsten Jahre in meinem Institut vorgesehenen Untersuchungen wird von ihm Ende dieses Jahres beendet und in einer besonderen Arbeit niedergelegt werden.

Es ist mir ein Bedürfnis, der Helmholtz-Gesellschaft an dieser Stelle herzlichst zu danken, daß sie mir durch Zuwendung reicher Mittel ermöglicht hat, nach längeren Vorbereitungen die Maschinen und Feinmeßapparate zu beschaffen, die für die Ausführung der von mir seit langem geplanten Untersuchungen erforderlich waren.

[10]) H. F. Moore and J. B. Kommers, An investigation of the fatigue of metals. University of Illinois, 1921.

DER WETTBEWERB UM DEN ENTWURF DER FRIEDRICH-EBERT-BRÜCKE ÜBER DEN NECKAR IN MANNHEIM.

Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin.

(Schluß von Seite 920.)

11. Kennwort: „Baustahl 48", zweiter Preis.

Verfasser: Dipl.-Ing. Lorentz, Architekt Alfred Müller und Architekt Rösinger in Mannheim.

Der Entwurf ist in den Abb. 49, 50 u. 51 dargestellt. Die 102,07 m weite Mittelöffnung und die beiden je 47,40 m weiten Seitenöffnungen sind wie bei Entwurf 10 durch 2 außerhalb der Fahrbahn liegende Hauptträger, jedoch ohne Gelenke, überspannt. In der Mittelöffnung ist der niedrige Blechträger durch Stabbogen in Parabelform verstärkt, in welchem ersterer durch Hängesäulen aufgehängt ist. Das System ist äußerlich statisch unbestimmt, also gegen nachträgliche Senkungen der Pfeiler empfindlich. Eine statische Berechnung ist nach der „Beurteilung des Preisgerichts" nicht dem Entwurf beigefügt. Es ist angesichts der vor der Beurteilung zum Ausdruck gebrachten Meinung des Preisgerichts, daß Entwürfe den Vorzug verdienen, die äußerlich statisch bestimmt sind, nicht verständlich, weshalb dieser Entwurf als der zweitbeste erkannt worden ist. Das Preisgericht bemängelt mit Recht die Anordnung der Hauptträger ganz außerhalb der Fahrbahn, da die Querträger bei 19 m Stützweite reichlich schwer werden. Auch bedingt die große Entfernung der Hauptträger einen schweren oberen Windverband (s. Abb. 50), der die Vorteile, das Eisengewirre über der Fahrbahn einzuschränken, wieder aufhebt. Auch tadelt es, daß Blechträger und Stabbogen 2 Stehbleche in nur 50 cm Abstand aufweisen, was mit Rücksicht auf den nötigen Arbeitsraum bei den Erhaltungsarbeiten zu knapp sein dürfte. Gut ist die Anordnung, daß alle Versorgungsleitungen unter den Gehwegen sich befinden, da, wie ich schon früher betonte, bei Holzpflaster die Unterbrechung durch Einsteigöffnungen nicht empfehlenswert und unter allen Umständen im Interesse der Erhaltung des Holzpflasters zu vermeiden ist.

Infolge der großen Entfernung der Hauptträger hat jedes Auflager der Mittelstützen einen besonderen Pfeiler erhalten (s. Abb. 50), wodurch an Gründungskosten gespart wird, obwohl dann auch eine Empfindlichkeit durch verschiedene Senkungen in der Queraussteifung entsteht. Die Kosten sind trotz der Ersparnis nach dem nicht bindenden Anschlag reichlich hoch. Sie betragen 1 768 720 RM. Die Beurteilung des Preisgerichts lobt eine Reihe von Einzelheiten der Ausbildung der Stützmauern

Abb. 49. Gesamtansicht.

Abb. 50. Querschnitt durch die Mittelöffnung und die Mittelpfeiler.

Abb. 51. Querschnitt durch die Seitenöffnung.

und Ufer aus örtlichen Gründen und hebt das angenehme Bild der Linienführung hervor und deren gute Einpassung in die Landschaft trotz der schwerwiegenden Nachteile des unnötigen Abstandes der beiden Hauptträger und des hochliegenden schweren Windverbandes. Jedenfalls wird in dieser Hinsicht der auf gleiche Stufe gestellte unter 2 besprochene Entwurf „Freier Uferblick" dem Entwurf „Baustahl 48" in seiner Hauptsache überlegen sein, allein schon infolge der Anordnung der Hauptträger zwischen Fahrbahn und Gehweg und nur zweier Querriegel über der Fahrbahn.

Nach Angabe eines der Preisrichter, Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe, in der „Bautechnik" 1925, S. 430 ist der Entwurf „Baustahl 48" nahezu übereinstimmend mit dem unter Leitung des verstorbenen Vorstandes des städtischen Tiefbauamtes Mannheim, Oberbaurat Stauffert, bereits vor dem Kriege angefertigten Brückenentwurf. Dieser Entwurf ist nach Mitteilungen der „Neuen Mannheimer Zeitung" vom 29. Juni d. J. von drei Beamten der Mannheimer Stadtbauverwaltung eingereicht. Gegen die Teilnahme städtischer Baubeamten an außerhalb ihrer Amtstätigkeit liegenden öffentlichen Wettbewerben ist grundsätzlich meines Erachtens nichts einzuwenden. Die meisten Fachgenossen werden aber einer Eingabe an den Stadtrat zu Mannheim seitens der Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen und des Bundes Deutscher Architekten Mannheim zustimmen, deren Inhalt die genannte Zeitung wie folgt darstellt: „Es muß aber stärkstes Befremden erregen, daß Beamten, die schon über zwölf Jahre mit der Aufstellung der Entwurfsarbeiten für eine dritte Neckarbrücke und von der Stadt bei der Ausschreibung des Wettbewerbes sicherlich mit den dazu erforderlichen Vorarbeiten betraut waren, die ferner den Wettbewerbern als Vertrauensstelle der Stadt für technische Auskünfte in dem Brückenwettbewerb dienten und nach Eingang der Wettbewerbsentwürfe wohl auch die Vorsichtungsarbeiten für das Preisgericht geleistet haben, von eben dieser Stadt gestattet wird, sich an dem Wettbewerb zu beteiligen. Schon eine Beteiligung „außer Konkurrenz" dürfte unter diesen Voraussetzungen nicht angängig sein, da es doch ein äußerst ungleicher Kampf ist, sich mit Fachgenossen zu messen, die ohne vorherige Kenntnis der Verhältnisse ganze zwei Monate Zeit für eine Entwurfsbearbeitung haben, während man selbst sich mit der Sache schon 12 Jahre in Ausübung des Dienstes zu beschäftigen hatte".

Da dem Preisgericht auch die in der Mehrzahl befindlichen Angehörigen der städtischen Verwaltung nach Feststellung der Namen der Verfasser dieser Zusammenhang mehr oder weniger klar sein mußte, hätte man auch vom Preisgericht eine Stellungnahme hierzu erwarten dürfen.

V. Eisenbetonbrücken mit steifer Eiseneinlage (nach Melan).

12. Kennwort: „Zwanzigstes Jahrhundert".

Dritter Preis (s. Schaubild Abb. 5 unter III.)

Verfasser: Dr.-Ing. Boros, Architekt Herfort und Ing. Wendt zu Berlin.

Wie allen Betonbrücken mit der Fahrbahn über den Bögen haftet auch diesem Entwurf der Nachteil an, daß die Kämpfer in das Hochwasser tauchen. Hier ist dieser mit 2 m Tauchung am kleinsten, der Brückenscheitel ist jedoch gegenüber den Wettbewerbsbedingungen nicht gehoben, was als Vorzug zu verzeichnen ist. Ein weiterer Vorzug ist, daß die Rohrleitungen unter den Gehwegen, wenn auch mit zu wenig Spielraum für die Rohrverbindungen, untergebracht, also leichter zugänglich gemacht als dort, wo sie unter dem mit Holz gepflasterten Fahrdamm angeordnet sind, in dem Einsteigöffnungen besonders unvorteilhaft für die Erhaltung des Holzpflasters sind. Das Tragwerk besteht aus Zweigelenkbögen mit steifer Eiseneinlage unter den Bürgersteigen und aus Dreigelenkbögen unter der Fahrbahn (s. Abb. 52, 53 und 54). Die Hauptöffnung hat 80 m Lichtweite bzw. 79 m Spannweite zwischen den Gelenken und die beiden Nebenöffnungen 52,80 bzw. 53,30 m zwischen den Gelenken erhalten, der Pfeil für erstere ist 5,275 m ($h/l = 1/_{15}$), für letztere 3,65 m ($h/l = 1/_{14,5}$). Abb. 55 und 56 zeigen die Querschnittsanordnung des eigenartigen und in der Grundidee geschickten Tragwerkes. Je zwei Zweigelenkbögen liegen zunächst den Brückenstirnen unter den Gehwegen mit dem für Rohrleitungen erforderlichen Zwischenraum und sind mit steifer Bewehrung aus Flußstahl St. 48 ausgebildet. Sie sollen durch eine Bauweise nach Melan in Vorspannung gesetzt werden. Dazwischen liegen in rd 12 m Breite unter der Fahrbahn die Dreigelenkbögen aus Eisenbeton in hochwertigem Zement mit 0,8 bis 1,2 % Bewehrung, auf denen sich durch Einzelpfeiler und Eisenbetonplatten die Fahrbahn aufbaut. Besonders zu erwähnen ist, wie sich die Verfasser die Ausführung gedacht haben. Zunächst sollen die vier eisernen Bogenträger (s. Abb. 57) aufgestellt werden. Je zwei nebeneinander stehende Bögen erhalten außerhalb des Scheitels und der Leitungsräume bleibende Querverbände. Außerdem werden Hilfsverbände angeordnet, die alle vier Einzelbögen bis zur Fertigstellung der Fahrbahntafel

Abb. 52. Längenschnitt in den Gehwegen.

Abb. 53. Längenschnitt in Brückenachse.

aussteifen. Sie liegen soweit unterhalb der eisernen Bögen, als es die spätere Betonierung erfordert. Die liegenden Pfosten dieses Verbandes sollen biegungsfest und streifenweise als Lehrgerüstträger für die Betonierung der Fahrbahngewölbe dienen. Zunächst werden die vier Tragbögen nebst ihren bleibenden Verbänden einbetoniert mit entsprechender Rundeisenbewehrung gegen Schwind- und Temperaturrisse nebst Anschlußeisen für den Querverband versehen. Da in diesem Zustande die Tragfähigkeit der äußeren Bögen nur etwa $^2/_3$ ausgenützt Entlastung des Lehrgerüstes unter dem fertigen Streifen neben dem im Bau begriffenen einige Schwierigkeiten bieten dürfte.

Die Anordnung von äußeren Zweigelenk-Einzelbögen als getrenntes Tragwerk gegenüber dem Hauptgewölbe mit drei Gelenken ist im Hinblick auf ihren festen Zusammenhang in der Querrichtung und den verschiedenen Bewegungsmöglichkeiten der Tragwerke nicht einwandfrei durchgebildet. Bei weiterer Durcharbeitung wäre jedoch die Möglichkeit, einen guten

Abb. 54. Grundriß.

Abb. 55. Querschnitt durch den Brückenscheitel.

Abb. 56. Querschnitt durch den Scheitel der Seitenöffnung.

Abb. 57. Querschnittsskizze für die Ausführung der Gewölbe.

ist, kann der Rest ihrer Tragfähigkeit für die Lehrgerüstzwecke dienen, so daß während der Herstellung der einzelnen Gewölbestreifen unter der Fahrbahn die steifbewehrten Einzelbögen unter den Gehwegen nicht höher beansprucht werden als unter der endgültigen Verkehrs- und Nutzbelastung. Die Gewölbestreifen mit 3,34 m Breite entsprechen der Stützeneinteilung für die Fahrbahndecke. Der schnelle Erhärtungsprozeß bei hochwertigem Zement wird die nacheinander erfolgende Streifenwölbung nach Ansicht der Verfasser ohne besonderen Zeitverlust ermöglichen; selbstverständlich darf der benachbarte Streifen nicht eher betoniert werden, bis der fertige sich selbst trägt. Statische Berechnungen sind für Entwurf und Bauverfahren nicht beigebracht, also ist eine Nachprüfung dieser Voraussetzungen nicht möglich. Die Darstellung des Betonierungsvorganges, Abb. 57, darf günstigenfalls nur als eine schematische Skizze angesprochen werden. Immerhin ist der angegebene Weg möglich, wenn auch die zuverlässige

Zusammenhang zu schaffen, nicht ausgeschlossen gewesen. Den Pfeilern, namentlich den Mittelpfeilern, haftet wie allen Bogenbrücken mit derart verschiedenen Spannweiten der Mangel an, daß sie beträchtliche Breiten, hier 15,40 m in der Brückenrichtung erfordern. Die Verfasser wollen den schlanken über Terrain liegenden Pfeilerteil nach der Mittelöffnung zu durch Eiseneinlagen biegungsfest an den unteren Fundamentblock anschließen. Die Gründung soll zwischen Spundwänden erfolgen, und zwar soll die Bausohle den Strompfeiler durch eine zweistufige, die der Landpfeiler durch eine einstufige Wasserhaltung trocken gelegt werden. Trotzdem dieses Verfahren wenigstens für die Mittelpfeiler unwirtschaftlich ist, haben die Verfasser — natürlich unverbindlich — die Baukosten auf nur 888 000 M. berechnet. Da statische Berechnungen und Massenberechnungen vollkommen fehlen, kann diese Summe nicht ernsthaft geprüft werden. Die Durchbildung der Ansichten, namentlich das Hochziehen der Vor-

Abb. 58. Ansicht.

köpfe bei den Strompfeilern, stehen, wie das Preisgericht sagt, nicht auf gleicher Höhe wie die schön durchgeführte Konstruktion des Ingenieurs. Meines Erachtens fehlt aber für einen nichtakademischen Wettbewerb, wie hier, der Nachweis der Durchführbarkeit der schönen Konstruktionsgedanken, ohne den letzten Endes man sich kein abschließendes Urteil bilden kann.

13. Kennwort: „Betonbogen".

Verfasser: Ph. Holzmann A. G. in Frankfurt a. M.

„Betonbogen" ist das Kennzeichen eines sehr gut durchgearbeiteten und fehlerfreien Bogenbrückenentwurfes (s. Abb. 58). Die Firma hält streng die Höhenangaben des Wettbewerbs inne und läßt Lager und Gelenke hochwasserfrei, sie ordnet die Hohlräume für die städtischen Leitungen unter den Bürgersteigen an und gleicht die Seitenkräfte aus den 100 m weiten Mittelbogen und 44 m Seitengewölben derart aus, daß die Resultierende aus dem Eigengewicht der Bogen und der Pfeiler durch die Fundamentmitte stößt, die nur 65 cm von der Pfeilermitte abweicht. Sie fundiert, da sie mit Recht durch Wasserhaltung eine für das Bauwerk nachteilige Lockerung des Baugrundes befürchtet, die Pfeiler zwischen eisernen Spundwänden durch eine unter Wasser eingebrachte Lage aus Schüttbeton und legt die Spundwandspitzen 1,50 m unter der Gründungssohle. An diesen ausgereiften Grundlagen, welche die älteste Tiefbaufirma Deutschlands vorschlägt, sollten

Abb. 59. Landwiderlager.

Abb. 60. Einzelheiten des Tragwerks der Mittelöffnung in der Nähe der Pfeiler.

Abb. 61. Tragwerk am Brückenscheitel.

Abb. 62. Querschnitt in der Mittelöffnung.

Die Hauptträger (s. Abb. 60 bis 64) sind als Eisenbetonbogen mit steifen Eiseneinlagen, System Melan, ausgebildet, und zwar in der Mittelöffnung als zwei Dreigelenkbogen mit angehängter Fahrbahn und in den Seitenöffnungen als Dreigelenkgewölbe neben der Fahrbahn. Die Pfeilhöhen und auch die Spannweiten der Bogen sind besonders danach festgelegt, daß sich die Horizontalschübe aus ständiger Last angenähert der Pfeilerausbildung wegen ausgleichen. Dies ist, wie bereits oben erwähnt, schon beim zweiten Wettbewerb vor 25 Jahren für die Betonbogenbrücke Richtschnur gewesen, und so sollte es noch heute sein, wie der Holzmannsche Entwurf zeigt, anstatt von dieser Forderung, wie bei manchem der Entwürfe jetzt geschehen, abzuweichen und den Kräfteausgleich wo anders zu suchen. Solche weniger sicheren Bauarten sollten abgelehnt werden. Dann wären wohl manche der Bogenbrücken mit mangelhaftem Schubausgleich diesem Schicksal verfallen.

Für die Gurte der Bogenrippen in den Melanbogen ist St. 48, für die Füllstäbe Flußeisen und für die Betonummantelung Beton im Mischungsverhältnis 1:4½ mit hochwertigem Zement angenommen. Die Bogen der Hauptöffnung (s. Abb. 60 bis 62) haben kastenförmigen Querschnitt von 1 m Breite und 3,50 m Höhe; letztere verringert sich im Scheitel auf 3 m. In den Seiten wird das Tragwerk aus 4 je 1,60 bis 1,80 m breiten Gewölbestreifen gebildet, jeder mit 3 eisernen Tragrippen (s. Abb. 63 und 64). Das eiserne Bogengerippe in der Mittelöffnung trägt nur das Eigengewicht des Betonbogens, während alle übrigen Lasten von der Verbundkonstruktion getragen werden. In den Seiten wird das Gewicht von Gewölbe und Versteifungsplatte durch das Eisen getragen und der Rest von der Verbundkonstruktion. Auflager und Gelenke sind aus Stahlguß. Nach Aufstellung der Eisengerippe werden die Querträger aufgehängt und daran die Schalung befestigt, worauf der Beton nach statischen Erwägungen eingebracht

Schnitt durch Fahrbahn. Schnitt durch Gehweg.

Abb. 63. Längenschnitt in der Seitenöffnung.

in der Nähe des Scheitels. in der Nähe des Kämpfers.

Abb. 64. Querschnitte.

Abb. 65. Längenschnitt.

die Bauingenieure lernen. Denn aus ihr sprechen die Erfahrungen sicher zum Ziele führender Bauweisen der Praxis, die wertvoller sind als glänzende Kühnheiten der Ideen. Trotz der von dieser Firma früher und mehr als von jeder anderen Firma gepflegten Gründungsweise mit Luftdruck, trotz der fast symmetrischen Form der Pfeiler sieht sie von dieser Gründungsart ab und hält genannte altbewährte für die geeignetste. Besonders beachtenswert ist auch die solide Lösung der schwierigen Aufgabe, den flachen Schub der Seitenöffnungen in den Landpfeilern aufzunehmen. Wie Abb. 59 zeigt, ist das dadurch erreicht, daß der von den Auflagern abgewendete Teil der Widerlager hohl ausgebildet ist und einzelne Längswände die Kräfte aus dem voll ausgebildeten Widerlagerteil in die Bodenplatte unter dem Hohlraum ableiten.

wird. Alle weiteren Einzelheiten sind aus den Abbildungen zu ersehen. Es muß zugegeben werden, daß der 3 m und darüber hohe Betonbogen mit drei Querstreifen in der Mittelöffnung zu schwer in die Erscheinung tritt, ein Mangel, den er mit einigen vollwandigen Eisenbogen teilt. Im ganzen ist der Entwurf aber ein durch und durch gereiftes und hochwertiges Werk, das trotz seiner nicht bindenden Kostenangabe von 1 899 000 RM ernste Aufmerksamkeit der Fachwelt verdient.

Abb. 66. Grundriß oben mit Fahrbahn, unten ohne Fahrbahn.

Abb. 68. Querschnitt.

Abb. 67.

Abb. 69. Eiseneinlagen des Bogenteils der Mittelöffnung.

Abb. 70. Grundriß zu Abb. 69.

VI. Eisenbetonbrücken mit schlaffer Eiseneinlage.

14. Kennwort: „Geist der Gothik", angekauft.

Verfasser: Grün & Bilfinger A. G. Mannheim und Architekt Dr.-Ing. M. Schmechel, Mannheim, nach einer unter Patentschutz stehenden Konstruktion des Ober-Ing. Kröger der Firma Grün & Bilfinger. (Schaubild s. u. III.)

Die Aufgabe wird durch ein ganz unter der Fahrbahn liegendes Bauwerk aus Eisenbeton gelöst mit einer Mittelöffnung von 75,2 m und zwei Seitenöffnungen von je 55,6 m Weite. Die wesentliche Neuerung des Entwurfes besteht darin, daß an den Widerlagern und Pfeilern Balken 11,60 m weit ausgekragt sind, gegen die sich Dreigelenkbogen mit 52 bzw. 32,40 m Spannweite stemmen (siehe Abbildung 65). Hierdurch wird an Konstruktionshöhe gespart, der Schub auf die Widerlager geringer und das Gewicht der Widerlager durch die Auskragungen vergrößert, also ein günstigerer Verlauf der Kräfte im Pfeiler erzeugt als bei gewöhnlichen Gewölben

Trotzdem mußte der Scheitel um 89 cm höher als bedingungsgemäß gelegt werden. Nicht unbeachtet muß die Bemerkung der ortsangesessenen Verfasser bleiben, daß die deshalb gewählte Brückensteigung von 1:50 auch in Mannheim nicht unangenehm empfunden wird, denn was die Jungbusch- und Rheinbrücke und verschiedene Uferführungen unbeliebt macht, seien nicht die Steigungsverhältnisse auf diesen Brücken, sondern die Lage und besonders ungünstigen Steigungen der Zufahrtsrampen. Das bestätigt, was ich schon eingangs bemerkte, daß die von den Wettbewerbsbedingungen vorgeschriebenen Steigungsverhältnisse bei dem Mangel an Bauhöhe verschwenderisch schwach angenommen sind und mit dem Urteil des Preisgerichts über die Berücksichtigung des modernen Schnellverkehrs auf städtischen Brücken nicht im Einklang steht, da der Schnellverkehr ohne Nachteil stärkere Steigungen, wie oben nachgewiesen, verträgt.

Von Bedeutung ist der bei diesem Entwurf geführte theoretische Nachweis, daß erhebliche Vergrößerungen der Verkehrslasten nur verhältnismäßig kleine Steigerungen der Beanspruchungen zur Folge haben.

Abb. 65, 66 und 67 zeigen die Gesamtanordnung des ebenso kühnen wie geistreichen und schönen Entwurfes. Er ist einer der wenigen Massivvorschläge, die außer der beträchtlichen Überschreitung der Scheitelhöhe ein Eintauchen von Überbauteilen in das Hochwasser vermieden haben. Die Einzelheiten der Eisenbetonkonstruktion des mittleren Dreigelenkbogens ist aus den Abb. 68 bis 71 zu ersehen. Daß die Gelenkpunkte so nahe an der Kante liegen, hat dazu geführt, Gußstahlgelenke anzuordnen, die gegen hochstegige T-Eisen in der spitzwinkligen Mauerkante gelagert sind. Die Wirkung ist statisch nicht klar und hätte besser durch Ausbildung der den Gelenken benachbarten Druckteile durch einbetonierte in Eisenstabwerk ausgebildete Schnäbel erzielt werden können. Etwas gewagt erscheint auch die Pfeilergestaltung im Untergrund der Mittelpfeiler. Wie Abbild. 65 zeigt, steht der 4,80 m breite Strompfeiler aus statischen Gründen ganz einseitig auf dem 14 m breiten Druckluftsenkkasten aus Eisenbeton. Ist schon das senkrechte Absenken solcher einseitig belasteten Kästen außerordentlich schwierig und leicht zu projektwidriger Lage der Fundamentsohle führend, so kann die wechselnde Beanspruchung dieser Sohle durch Verkehrslasten nach der statischen Berechnung von 1 kg/cm² der einen Kante und 5,4 kg/cm² an der gegenüberliegenden auf umgekehrt 5,4 kg/cm² der einen und 1 kg/cm² an der gegenüberliegenden Kante doch recht verhängnisvoll werden. Bei diluvialem Baugrund muß damit gerechnet werden, daß er unter wechselnder Belastung verschieden nachgibt und nicht unelastisch wirkt. Man muß nach meinen Erfahrungen an eigenen Bauten und als Gutachter darauf gefaßt sein, daß die Mittelpfeiler ein wenig pendeln. Man lege sich Rechenschaft ab, wie groß die Verschiebung der weit ausgekragten Kämpfergelenke werden kann und welche Folgen das für den zwischengespannten Dreigelenkbogen hat. Das Unbestimmte ist hier die Größe dieser Verschiebung. Also trotz der statischen Bestimmtheit muß ich diese Bauart nicht für so klar halten, daß sie, wie vom Preisgericht geschehen, mit den Bauarten in eine Reihe gestellt wird, die senkrechte Auflagerdrucke abgeben, deren Vorrang das Preisgericht mit Recht als Grundlage seines Urteils festgelegt hat. Die größte Senkung des Scheitels durch Schwinden und Eigengewicht beträgt rechnerisch 92,7 mm, was durch Überhöhung des Lehrgerüstes ausgeschaltet werden kann. Wäre der Baugrund wirklich unnachgiebig und starr, so würde infolge Verkehr das Kämpfergelenk nur um 3 mm, der Gewölbescheitel um 21 mm sich senken, während durch Wärmeänderung von $\pm$ 15° C im Scheitel eine Senkung bzw. Hebung von $\pm$ 49 mm entstände; Maße, die in keiner Weise als erheblich anzusehen sind. Unter dieser Voraussetzung muß die Leistung in diesem Entwurf anerkannt werden. Er zeigt, was mit einer aufgelösten Eisenbetonbauweise durch Pfeilerauskragung geleistet werden kann und bereichert die Brückenbaukunst um einen neuen Gedanken, dessen Ausführung allerdings nur bei starrem Baugrund zu empfehlen ist. Die Gesamterscheinung ist schlicht und kühn (s. Schaubild unter III). Beide Eigenschaften bilden auch den schönheitlichen Grundwert des Ganzen.

Abb. 71. Kämpfergelenk des mittleren Bogen.

15. Kennwort: „Greif zu".

Verfasser: Dr.-Ing. Hingerle, Ludwigshafen, Dipl.-Ing. C. Santo, Mannheim, Regbmstr. Zendler, Ludwigshafen, in Verbindung mit dem Architekten Regbmstr. Hanser in Mannheim.

Abb. 72 u. 73 zeigen den Fntwurf in der Gesamtanordnung.

Von den Wettbewerbsbedingungen abweichend, liegt der Brückenscheitel 30 cm höher als zulässig, die Kämpfer 1,20 m unter dem Hochwasser. Das war nötig, um eine freie Fahrbahn zu ermöglichen, die in ganzer Breite zwischen den Eisenbetonbögen angeordnet ist, von denen der Scheitel 1,20 m über Gehweg (s. Abb. 74) sich auf Geländehöhe also erhebt. Da der Bogen hier 1,45 m breit ist, kann der Fußgänger in großer Länge der Stromöffnung die Wasserflächen in der Nähe der Brücke nicht übersehen. An den Stellen, wo der Bogen unter dem Gehweg liegt, ist der Bürgersteig 1,10 m breiter als nötig (s. Abb. 74 und 75). Hierdurch entstehen auch Ecken und Nischen, die eine neuzeitliche großstädtische Brücke nicht haben darf, da Schmutz und Gesindel sich gern dahinter niederläßt. Die Mittelöffnung

Abb. 72. Schaubild.

Abb. 73. „Greif zu". Gesamtanordnung.

mit 80 m Kämpferweite ist infolge dieser Anordnung dennoch mit Dreigelenkbogen von 75 m Spannweite und 5,10 m Stich ($h/l = 1/_{15}$) aus hochwertigem Beton mit 3 % Eiseneinlagen aus St. 48. Die Betondruckspannungen von 120 kg/cm² überschreiten das bislang Zulässige, wenn auch die Verfasser eine 4,5fache Sicherheit dabei festzustellen glauben. Sie wollen mit 80 kg/cm² auskommen, wenn man die Fahrbahn noch um 45 cm höher legen dürfte. Man sieht hieraus wieder den Kampf des Konstrukteurs mit der Höhe und die Verantwortlichkeit derjenigen, die bei der Höhenlagenfeststellung ausschlaggebend waren. An die Bogen sind die 18,10 m im Lichten weiten Eisenbetonquerträger im Abstand von 5,20 m angeschlossen, welche die Fahrbahntafel durch eine Plattenbalkenkonstruktion tragen. Die Querträger von nicht weniger als 25 m landeinwärts und sollen zwischen Spundwänden gegründet werden. Das bietet große Störungen und Schwierigkeiten für den Uferverkehr. Die ganze zu überbauende Fläche muß mit einem Lehrgerüst mit Schiffsdurchlässen zugebaut werden, wodurch diese Bauart den unter V aufgeführten Betonbrücken mit steifer Eiseneinlage, die zugleich das Lehrgerüst trägt, unterlegen ist. Jedoch ist der

Querschnitt im Scheitel. Querschnitt im Viertelpunkt.

Abb. 74. Querschnitte.

Abb. 75. Bogenrippe der Mittelöffnung

Abb. 77. Querschnitt am Scheitel.

Abb. 76. Längenschnitt.

Abb. 78. Querschnitt am Kämpfer.

hängen in der Scheitelgegend unter den Bogen, in der Kämpfergegend sind sie aufgesetzt, wie Abb. 74 es erkennen läßt. Sie sind biegungssteif angeschlossen; die dadurch entstehenden Torsionsspannungen sollen durch die Ausführungsart ausgeschaltet werden. Die Strompfeiler sind mittels Druckluft gegründet und sitzen einseitig auf den Fundamenten, da die Schübe sich zu wenig ausgleichen. Es stehen aus der Mitte 3300 t Schub einem Seitenschub von 2200 t gegenüber, ersterer überwiegt also um 50 %. Dabei ist noch vorausgesetzt, daß die Seitenöffnung mit Stein, die Mittelöffnung mit Holz gepflastert ist, was unzulässig erscheint. Jeder Mittelpfeiler besteht aus zwei Fundamentteilen, so daß die Kräfte aus den beiden Tragbogen in der Stromrichtung wenigstens ziemlich mittig abgeleitet werden. Die Widerlager haben eine Breite

Entwurf, dessen Kosten auf 1 625 000 RM. unverbindlich berechnet sind, gründlich durchgearbeitet. In seiner Gesamterscheinung, abgesehen von den Eckbauten, ist er erfreulich, wobei bemerkt werden kann, daß die von außen sichtbare Durchschneidung der Gewölbe auch die Fahrbahnunterkante als Sehne (s. Abb. 72) ästhetisch nicht stört, da sie konstruktiv wirkt und das etwas magere Bild der Brücke mit drei kühnen, aber glatten Gewölben im Hintergrunde belebt.

16. Nebenentwurf: „Reichspräsident".

Verfasser: Dyckerhoff & Widmann A. G., Biebrich.

Lehrreich dürfte noch der Hinweis auf diesen eingereichten Nebenentwurf sein. Die Firma erklärte sich von vornherein überzeugt, daß, wenn alle Wettbewerbsbedingungen zu erfüllen

seien, eine Massivbrücke nicht in Frage kommen könne. Dennoch legte sie Skizzen für eine gewölbte Eisenbetonbrücke von 52, 74 und 52 m Stützweite vor, von welchen das Wesentliche in den Abb. 76 bis 78 angedeutet ist, besonders, daß der Scheitel um 48 cm gehoben und der Kämpfer um etwa 2 m unter HW gelegt ist. Zu bemängeln ist nur die Anhäufung von abgeschlossenen Hohlräumen, namentlich soweit sie sich in der Nähe der Gasleitungen befinden. An dieser Stelle möchte ich die Stadtbrückenbauer darauf aufmerksam machen, daß das Tiefbauamt Berlin vor Jahrzehnten die Anordnung von nicht gelüfteten Hohlräumen innerhalb des Brückenkörpers verboten hat, wozu Explosionen von Gasgemischen Veranlassung gegeben haben.

VII. Stampfbetongewölbe.

17. Entwurf: „Straffer Bogen, flacher Stich", angekauft.

Verfasser: Josef Hoffmann & Söhne A.-G., Mannheim, in Verbindung mit Prof. Billing, Karlsruhe. (Schaubild s. unter III.)

Um in der Hauptöffnung von 80 m und den beiden Seitenöffnungen von je 51 m Spannweite mit Dreigelenkbogen aus Beton durchzukommen, ist der Brückenscheitel 33 cm höher als bedingungsgemäß angenommen und die Kämpfer rd 3 m in das Hochwasser getaucht. Für die vorliegende Aufgabe ist die Lösung also unbrauchbar. Sie bietet jedoch so viel Lehrreiches, daß auf den Entwurf dennoch näher eingegangen werden soll.

Wegen der Überleitung von großen Rohren und Schaffung des bekriechbaren Raumes für die Starkstromkabel ist eine Aufteilung der Gewölbe in 6 Streifen entstanden, von welchen die beiden äußersten je 1,50 m, die übrigen unter der Fahrbahn je 2 m breit sind, so daß die Zwischenräume, wie Abb. 81 näher zeigt, für die zu überführenden Leitungen dienstbar und auch einigermaßen zugänglich gemacht werden können, was als ein Vorzug des Entwurfes gelten kann. Die Verbindung und Versteifung der Streifen untereinander ist so gut als möglich in der Nähe der Kämpfer mittels Eisenbetonsteifen bewirkt; im Scheitel ist nur die Eisenbetonfahrbahntafel hierfür vorhanden. Die Gelenke sind aus Formgußstahl auf 30 cm starken Stahlbetonlagern in der Hauptöffnung und als granitene Wälzgelenke in den Seitenöffnungen vorgeschlagen. Die Gewölbestärken im Scheitel der Hauptöffnung betragen 1,33 m, am Kämpfer 1,50 m, nur an der meist beanspruchten Stelle 1,80 m, s. Abb. 80. Für Druckbeanspruchung ist 70 kg/cm² für das Mischungsverhältnis 1:4 mit hochwertigem Zement zugrunde gelegt, für Stahlbeton 100 kg/cm². Die Zwickel in den Hauptöffnungen sind der Gewichtsersparnis wegen aufgelöst. Die Gewölbe sollen mittels hydraulischer Pressen in einen ihrer zukünftigen Beanspruchung entsprechenden Spannungszustand versetzt werden, worüber nähere Angaben vermißt werden. Die architektonische Durchbildung entspricht in keiner Weise neuzeitlichen Ansprüchen über Brückenbaukunst. Die Gewölbe sind mit Quadern verblendet, verschleiern also nicht nur die Betonbauweise, sondern verdecken auch die Gelenke, so daß die ganze Bauart eine falsche Vorstellung hervorruft. Die Gesamterscheinung ist, wie Abb. 79 zeigt, wohl als vornehm zu bezeichnen, die Brücke scheint jedoch aus dem vorigen Jahrhundert zu stammen. Der Entwurf desselben Architekten und Verfassers für die gewölbte Bauart aus dem Wettbewerb für die Jungbuschbrücke, welchen ich in der Zeitschrift VDI 1902, S. 260 und 261, besprochen und gezeigt habe, steht auf einem wesentlich höheren Niveau, ebenso auch der technische Entwurf, welcher seinerzeit der Firma Grün & Bilfinger entstammte. Die Horizontalschübe, welche auf den Mittelpfeiler wirken, waren damals durch die Einzelausbildung erheblich reifer ausgeglichen. Für Eigengewicht aus der Mittelöffnung mit 113 m Stützweite und 9,10 m Pfeilhöhe $\left(\frac{h}{l} = \frac{1}{12,3}\right)$ war der Schub 471 t/m, aus der Seitenöffnung mit 60 m Stützweite und 5,85 m Pfeilhöhe $\left(\frac{h}{l} = \frac{1}{10,1}\right)$ 361 t/m, während im vorliegenden Entwurf aus der Mittelöffnung mit 80 m Stützweite und 6,90 m Pfeilhöhe $\left(\frac{h}{l} = \frac{1}{11,5}\right)$ 450 t/m aus der Seitenöffnung, mit 51,20 m Stützweite und 5,20 m Pfeilhöhe $\left(\frac{h}{l} = \frac{1}{10,1}\right)$ 270 t/m Schub durch Eigengewicht wirkt. Das Verhältnis der Schübe war 1901: 1,30 und 1925: 1,65. Jetzt überwiegt der Mittelschub über den Seitenschub um 65 %, und 1901 hatte man einen Entwurf,

Abb. 79. Ansicht.

Abb. 80. Längenschnitt.

der weder prämiiert noch angekauft worden ist, der die Schübe bis auf 30 % ausgeglichen hatte, obwohl die Spannweiten sich fast wie 2:1 verhielten, während sie jetzt sich etwa wie 3:2

Abb. 81. Querschnitt.

verhalten und dadurch den Ausgleich erleichtern. In dieser Richtung ist also ein technischer Fortschritt leider nicht zu finden. Eine Folge dieses mangelhaften Kräfteausgleiches ist, daß der mit Luftdruck zu gründende Mittelpfeiler, wie man aus

Abb. 81 ersehen kann, einen 13 m (in Brückenrichtung) breiten Senkkasten erfordert, über dem das Fundamentmauerwerk 1,60 m nach der Mittelöffnung zu sogar noch überkragt. Ob die geplante Gründungsarbeit mit dem vollkommen einseitig belasteten Senkkasten glücken wird, erscheint im hohen Maße fraglich. Im übrigen ist rein äußerlich zu rügen, daß in laienhafter Weise die Kandelaber unmittelbar auf die Bordkante (s. Abb. 81) gesetzt sind. Das und die scheinbar in den Neckar springen wollenden nackten Jünglinge auf den Pfeilervorköpfen sind auch wohl nicht ernst zu nehmen. Als einen Musterentwurf vom Standpunkte der Brückbaukunst kann man deshalb diese mit 2,36 Millionen M. veranschlagte Lösung nicht anerkennen. Jedenfalls sind erheblich bessere und reifere Entwürfe nicht angekauft.

Zusammenfassung:

Vorstehende Darstellung der dem „Bauingenieur" zugänglich gemachten Wettbewerbentwürfe und ihre freimütige Beurteilung, soweit sie von der preisgerichtlichen abweicht, sollen die mühevolle Arbeit des Preisgerichts keineswegs herabsetzen, sondern eine sachliche Darlegung anderer Auffassung über Lösung der Aufgabe darbieten. Das Preisgericht und namentlich seine Brücken-Fachleute haben unter den obwaltenden, schwierigen Verhältnissen sicher das Möglichste getan und Zugeständnisse gemacht, namentlich wohl auch im Hinblickauf die große Eile, mit welcher der kurzfristige Wettbewerb in das Bauprogramm eingeschaltet worden ist. Demgegenüber durfte aber im Interesse der Gesamtleistungen, welche die Aufgabe von den Wettbewerbern gefordert hat, eine Besprechung, wie die vorliegende, abweichende Auffassungen nicht verschweigen. Vor allem sollte hier der Standpunkt der Wettbewerber, welche mühevolle Arbeit und Opfer der Aufgabe gewidmet haben, in den Vordergrund gestellt werden. Die Stadt Mannheim, welche den Wettbewerb ausgeschrieben hat, trägt auf jeden Fall den größten Vorteil heim. In Zukunft würde es in ähnlichen Fällen zu empfehlen sein, wenn auch beim Preisgericht die Partei der Wettbewerber sogleich zu Worte kommen würde dadurch, daß etwa Verbände, wie der Deutsche Architekten- und Ingenieur-Verband, der Deutsche Eisenbau-Verband und der Deutsche Betonverein durch Abordnung eines von ihnen zu bezeichnenden Vertreters zum Preisgericht und zu den Vorbereitungen des Ausschreibens hinzugezogen würden.

STATISCHE MOMENTE UND TRÄGHEITSMOMENTE FÜR DEN LASTENZUG „E".

Von Dipl.-Ing. Schleusner, Köln.

Die Berechnung von Tragwerken, deren Einflußlinien durch Parabeln dargestellt werden können, erfolgt nach dem Vorgang von Müller-Breslau am besten und schnellsten durch Tabellen. Die neue Auflage von Müller-Breslaus graphischer Statik, Bd. II, 2, enthält derartige Tabellen für den Lastenzug „N"; da bei der Neurechnung und Verstärkung der eisernen Brücken auch der Lastenzug „E" eine große Rolle spielt, habe ich für die Auswertung die statischen Momente und Trägheitsmomente für diesen Lastenzug zusammengestellt (Zusammenstellung 1); in Zusammenstellung 2 sind die statischen Momente und Trägheitsmomente für eine Reihe von 5 t-Güterwagen gegeben, die bei den Einflußlinien mit wechselndem Vorzeichen eine gewisse Bedeutung haben; man vergleiche dazu die Bemerkungen in den neuen Vorschriften für Eisenbauwerke 1925, S. 10, Abschnitt: Ungünstigste Laststellungen.

Zusammenstellung 1.

Statische Momente und Trägheitsmomente:
Lastenzug E:

n	c_1	$\mathfrak{P}_n$	$c'_n = \frac{\mathfrak{S}_n}{\mathfrak{P}_n}$	$\mathfrak{S}_n$	J_n	$\mathfrak{T}_n$
	m	t	m	tm	tm²	tm²
1	0,0	25	0,0	0	0	0
2	1,6	50	0,80	40	64	32
3	3,2	75	1,60	120	320	128
4	4,5	80	2,25	180	630	225
5	6,0	100	3,00	300	1 350	450
6	7,5	120	3,75	450	2 475	788
7	13,5	140	8,35	1 170	12 195	2 426
8	15,0	160	8,625	1 380	16 020	4 118
9	16,5	180	9,00	1 620	20 520	5 940
10	18,0	200	9,45	1 890	25 785	7 925
11	19,5	220	9,95	2 190	31 905	10 115
12	21,0	240	10,50	2 520	38 970	12 510
13	25,5	260	13,85	3 600	66 510	16 650
14	27,0	280	14,25	3 990	77 895	21 038
15	31,0	300	17,033	5 110	114 295	27 256
16	32,5	320	17,375	5 560	130 300	33 695
17	35,5	340	19,176	6 520	166 540	41 512
18	37,0	360	19,528	7 030	186 865	49 583
19	41,0	380	22,289	8 470	248 805	60 017
20	42,5	400	22,600	9 040	275 070	70 766
21	45,5	420	24,381	10 240	332 910	83 249
22	47,0	440	24,705	10 870	364 575	96 032
23	51,0	460	27,457	12 630	458 575	111 793
24	52,5	480	27,750	13 320	497 500	127 870
25	55,5	500	29,520	14 760	581 740	146 025
26	57,0	520	29,827	15 510	627 145	164 528
27	61,0	540	32,574	17 590	759 545	186 568
28	62,5	560	32,857	18 400	813 530	208 961
29	65,5	580	34,621	20 080	928 970	233 780
30	67,0	600	34,917	20 950	990 515	259 004
31	71,0	620	37,661	23 350	1 167 715	288 331
32	72,5	640	37,938	24 280	1 239 160	318 025
33	75,5	660	39,697	26 200	1 390 600	350 539
34	77,0	680	39,985	27 190	1 470 685	383 493
35	81,0	700	42,728	29 910	1 699 085	421 091
36	82,5	720	43,000	30 960	1 790 390	459 110
37	85,5	740	44,756	33 120	1 982 630	500 311
38	87,0	760	45,039	34 230	2 083 655	541 970
39	91,0	780	47,782	37 270	2 369 655	588 820
40	92,5	800	48,050	38 440	2 483 220	636 178
41	95,5	820	49,805	40 840	2 721 060	687 024
42	97,0	840	50,083	42 070	2 845 425	738 433
43	101,0	860	52,860	45 460	3 195 545	792 529
44	102,5	880	53,125	46 750	3 333 860	850 266
45	105,5	900	54,878	49 390	3 622 280	911 856
46	107,0	920	55,152	50 740	3 772 475	974 063
47	111,0	940	57,893	54 420	4 193 115	1 042 578
48	112,5	960	58,156	55 830	4 358 490	1 111 651
49	115,5	980	59,908	58 710	4 702 110	1 184 911
50	117,0	1000	60,180	60 180	4 880 445	1 258 813
51	121,0	1020	62,922	64 180	5 377 885	1 339 551
52	122,5	1040	63,183	65 710	5 572 720	1 420 966
53	127,0	1060	66,406	70 390	6 185 170	1 510 862
54	128,5	1080	66,648	71 980	6 398 725	1 601 402
55	130,0	1100	66,909	73 600	6 617 095	1 692 594
56	131,5	1120	67,1875	75 250	6 840 370	1 784 511
57	133,0	1140	67,482	76 930	7 068 640	1 877 250
58	134,5	1160	67,793	78 640	7 301 995	1 970 753
59	140,5	1180	72,542	85 600	8 287 435	2 077 840
60	142,0	1200	72,808	87 370	8 546 890	2 185 655

n	c_1	$\mathfrak{P}_n$	$c'_n = \frac{\mathfrak{S}_n}{\mathfrak{P}_n}$	$\mathfrak{S}_n$	J_n	$\mathfrak{T}_n$
	m	t	m	tm	tm^2	tm^2
61	143,5	1220	73,090	89 170	8 811 700	2 294 265
62	145,0	1240	73,387	91 000	9 081 955	2 403 738
63	146,5	1260	73,698	92 860	9 357 745	2 514 149
64	148,0	1280	74,023	94 750	9 639 160	2 625 481
65	152,5	1300	77,315	100 510	10 517 830	2 746 899
66	154,0	1320	77,621	102 460	10 822 285	2 869 237
67	158,0	1340	80,403	107 740	11 663 085	3 000 466
68	159,5	1360	80,699	109 750	11 989 320	3 132 605
69	162,5	1380	82,486	113 830	12 660 060	3 270 679
70	164,0	1400	82,786	115 900	13 004 655	3 410 165
71	168,0	1420	85,563	121 500	13 954 255	3 558 351
72	169,5	1440	85,854	123 630	14 321 950	3 707 820
73	172,5	1460	87,637	127 950	15 076 690	3 863 536
74	174,0	1480	87,932	130 140	15 463 825	4 020 355
75	178,0	1500	90,707	136 060	16 528 625	4 187 031
76	179,5	1520	90,993	138 310	16 940 180	4 354 938
77	182,5	1540	92,773	142 870	17 783 720	4 529 241
78	184,0	1560	93,064	145 180	18 215 795	4 704 763
79	188,0	1580	95,835	151 420	19 402 195	4 890 859
80	189,5	1600	96,119	153 790	19 860 010	5 077 869

Zusammenstellung 2.

Statische Momente und Trägheitsmomente:

Lastenzug: 5 t-Wagen.

n	c_t	$\mathfrak{P}_n$	$c'_n = \frac{\mathfrak{S}_n}{\mathfrak{P}_n}$	$\mathfrak{S}_n$	J_n	$\mathfrak{T}_n$
	m	t	m	tm	tm^2	tm^2
1	0	5	0,0	0	0	0
2	5	10	2,5	25	125	63
3	8	15	3,667	55	365	163
4	13	20	6,5	130	1 290	445
5	16	25	7,6	190	2 250	806
6	21	30	10,5	315	4 775	1 467
7	24	35	11,571	405	6 935	2 249
8	29	40	14,5	580	11 860	3 450
9	32	45	15,556	700	15 700	4 811
10	37	50	18,5	925	23 825	6 712
11	40	55	19,545	1 075	29 825	8 814
12	45	60	22,5	1 350	41 950	11 575
13	48	65	23,538	1 530	50 590	14 577
14	53	70	26,5	1 855	67 515	18 357
15	56	75	27,533	2 065	79 275	22 419
16	61	80	30,5	2 440	101 800	27 380
17	64	85	31,529	2 680	117 160	32 662
18	69	90	34,5	3 105	146 085	38 962
19	72	95	35,526	3 375	165 525	45 625
20	77	100	38,5	3 850	201 650	53 425
21	80	105	39,524	4 150	225 650	61 625
22	85	110	42,5	4 675	269 775	71 087

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der „Saxonia"-Beton- und Mörtelmischer.

Bei dem vorgenannten Mischer kommt ein umständliches und zeitraubendes Hochbauen des Maschinengestells nicht in Frage.

Für Pferdezug eingerichtet, wird er auf die Baustelle gefahren und an das Baugleis angeschlossen.

Zeit, Kraft und Platz wird auch durch den völligen Wegfall von Vorfüllkasten, Beschickungshebewerk und Einfülltrihnter erspart. Auf eigenen Muldenkippern wird das Rohmaterial in die Maschine hineingefahren und die Mulde durch leichte Handgriffe an die da durch völlig staubdicht werdende Mischtrommel angepreßt.

Das Umlegen eines einzigen Hebels versetzt die Mischtrommel in Drehung und hebt die Mulde vom stehenbleibenden Unterwagen ab. Infolge vorteilhaft geformter Mischecken rollt das Mischgut kreuzweise durcheinander; hierdurch wird eine stets gleichmäßige Mischung erzielt. Nach Zurücklegen des Einrückhebels hält die Mischtrommel selbsttätig an und setzt die Mulde mit dem fertig gemischten Gut wieder auf den Unterwagen zurück. Nach Öffnen des Verschlusses fährt der Muldenwagen nach der Drehscheibe und von dort an die Verwendungsstelle. Inzwischen erfolgt die Anfahrt des nächsten, mit Rohmaterial gefüllten Muldenwagens — und so fort. Die „Saxonia"-Mischeranlage stellt somit zugleich die Transportanlage für das Zuführen des Rohmaterials und das Abfahren des fertigen Mischgutes dar.

Das Mischwasser fließt aus dem Wasserkasten durch weite Rohre nach dem Trommelinnern, um sich hier durch die hohle Trommelachse regenartig auf das zu mischende Gut zu verteilen. Die erforderliche Wassermenge ist beliebig zu regeln.

Für die Reinigung und Instandhaltung bedeutungsvoll ist die bequeme Zugänglichkeit zum Trommelinnern. M. F.

Ermittlung der richtigen Betonmischungen für bestimmte Festigkeiten.

Von R. R. Litehiser vom amerik. Portlandzement-verein.

(Concrete vom Februar 1925, S. 65—67 mit 2 Abbild.)

Die Mischungsverhältnisse von Sand und Kies bestimmter Körnungen sind für Betonfestigkeiten nach 28 Tagen von der Baumaterialienprüfungsanstalt der Vereinigten Staaten veröffentlicht und gelten für trockene, eingestampfte Mengen. Auf der Baustelle enthält jedoch Sand 2 bis 8 %, Kies in der Regel 2 % Wasser, die Mengen müssen also auf trockene, eingestampfte Gemengteile umgerechnet werden. Zum Messen sind metallene Kübel, ebenso hoch wie

weit, von ½ Kub.-Fuß (14 l) für Sand und 1 Kub.-Fuß (28 l) für Kies vorgeschrieben. Das Umrechnen geschieht nach Raumteilen oder nach Gewichtsteilen oder nach Gewicht in wassergesättigtem Zustand.

Beim Mischen nach Raumteilen wird ein Kub.-Fuß feuchter Bausand lose eingefüllt, das Gewicht dieses Sandes in getrocknetem Zustand, z. B. 81,4 Pfd. (je 0,45 kg), und das Gewicht von 1 Kub.-Fuß trockenem, eingestampftem Sand, z. B. 115 Pfd., bestimmt. Es entspricht dann einem Kub.-Fuß trockenem Sand $= \frac{115}{81,4} = 1,41$ Kub.-Fuß feuchter Bausand. Für Kies sind die entsprechenden Zahlen 93 und 106 Pfd., das Verhältnis also $\frac{106}{93} = 1,14$. Erfordert nun z. B. ein Beton von 290 kg/cm² Festigkeit eine Mischung von 1:1,4:2,9, so gibt dies für die Baustelle $1:1,4 \times 1,41 : 2,9 \times 1,14 = 1:1,97:3,31$.

Beim Mischen nach Gewichtsteilen wird ermittelt der Wassergehalt in 1 Kub.-Fuß lose eingefülltem Sand und ebenso beim Kies, z. B. $85,5 - 81,4 = 4,1$ Pfd. beim Sand und $93 - 91,2 = 1,8$ Pfd. beim Kies, dann das Gewicht von je 1 Kub.-Fuß Sand und Kies trocken, eingestampft, z. B. 115 und 106 Pfd. Erfordert nun z. B. ein Beton von 175 kg/cm² Festigkeit eine Mischung von 1:1,8:3,9, so gibt dies für die Baustelle $1 \times 94 : 1,8 \times 115 : 3,5 \times 106 = 94 : 207 : 371 = 1:2,2:3,95$. Dieses Verhältnis ist aber noch um den Wassergehalt von $\frac{4,1}{81,4} = 0,05$ beim Sand und $\frac{1,8}{91,2} = 0,02$ beim Kies zu berichtigen auf $1:2,2 \times 1,05 : 3,95 \times 1,02 = 1:2,31:4,03$.

Im wassergesättigten Zustand ist das Verhältnis gegen trockenen Sand (wie im ersten Fall zu bestimmen) für alle Sandarten praktisch gleich 1,06. Gilt für Kies wie ebenda 1,14 und erfordert z. B. ein Beton von 245 kg/cm² Festigkeit eine Mischung von 1:1:2,4, so gibt dies für die Baustelle $1:1 \times 1,06:2,4 \times 1,14 = 1:1,06:2,74$.

In allen Fällen wird der Wasserzusatz zum Beton so bemessen, daß eine Probe der fertigen Mischung, in eine kegelförmige Metallform von 20 cm unterem und 10 cm oberem Durchmesser und 30 cm Höhe eingestampft, beim Abheben der Form um 8 bis 10 cm sackt. Ein solcher Beton ist verhältnismäßig trocken und in den meisten Fällen zweckmäßig. N.

Belastungsannahmen für Hochbauten in Amerika.

Nach eingehenden Studien hat das „Building Code Committee of the U. S. Department of Commerce", also etwa das Hochbauamt des Handelsamtes für die Vereinigten Staaten, ein Gutachten über die anzunehmenden Deckenlasten für Hochbauten ausgearbeitet. Die darin vorgesehenen Lasten sind Mindestlasten; der entwerfende Ingenieur bleibt dafür verantwortlich, daß darüber hinaus zu erwartende Lasten aufgenommen werden können. Das Gutachten soll namentlich Behörden zur Richtschnur dienen, die bestehenden Vorschriften entsprechend zu ändern.

Die weitgehende Einteilung in einzelne Belastungstypen wird natürlich eine straffe Aufsicht darüber fordern, daß die Deckenkonstruktionen eines niedrig eingestuften Gebäudes nicht überlastet werden. Diese Kontrolle wird den örtlichen Baubehörden zuzuweisen sein.

Die angegebenen Belastungen sind so gewählt, daß ein Stoßzuschlag nicht mehr gemacht zu werden braucht.

Art des Gebäudes oder Raumes	kg/m²
Wohnräume, Krankenhäuser, Hotels	195
Büros, Versammlungsräume mit festen Sitzen wie Schulräume, Leseräume, Kirchen usw.	244
Versammlungshallen	488
Geschäftshäuser je nach dem Zweck jedoch nach folgender Aufteilung mit Mindestlasten:	
Lagerräume des Großhandels (leichte Waren)	488
Lagerräume des Kleinhandels (leichte Waren)	366
Garagen (Last- und Personenwagen)	488
Garagen (nur Personenwagen)	392
Stallungen	366

Die Nutzlast wird für Dächer, die 1 : 3 oder flacher geneigt sind, zu 146 kg/cm², für steilere Dächer zu 98 kg/cm² horizontaler Projektion, die Windlast wird mit 98 kg/cm² vertikaler Projektion angegeben. (Die Angabe der Dachlasten erscheint gegen die in den deutschen Bestimmungen roh.)

Beachtenswert ist, was über die Belastungen von Säulen in mehrstöckigen Gebäuden gesagt ist. Es ist nicht nötig, bei Bemessung einer Säule sämtliche darüber liegenden Stockwerke als vollbelastet anzunehmen, sondern es kann von der Vollast ein Abzug gemacht werden, der mit der Zahl der Stockwerke wächst. Für 2, 3, 4, 5, 6 Stockwerke beträgt der Abzug 10, 20, 30, 40, 45%, für 7 und mehr Stockwerke 50%. Ist das Gebäude nur oder vorwiegend zur Aufnahme von Menschenlasten bestimmt (Wohnhäuser, Bürohäuser usw.), so kann der oben mitgeteilte Abzug jeweils noch um die Hälfte vergrößert werden.

Winddruck auf senkrechte Gebäudeflächen wird unterhalb einer Höhe von 12 m mit 49 kg/cm², oberhalb dieser Höhe mit 98 kg/cm² in Rechnung gesetzt. Für besonders dem Wind ausgesetzte, freistehende Gebäude sind 146 kg/cm² senkrechte Flächen anzusetzen.

Dipl.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Beschluß des Reichsverbandes der Deutschen Industrie. Der Reichsverband der Deutschen Industrie hat zur Frage der Vergebung von Bauaufträgen und zum Verdingungswesen in einem Sonderausschuß folgende Entschließung gefaßt.

„Der Index der Baukosten ist um 40 bis 45% höher als das allgemeine Preisniveau (Großhandelsindex). Die Löhne der Bauarbeiter erheben sich um 30 bis 40% über die Löhne der übrigen Industrien. Bei der Bedeutung der Bauwirtschaft, die vor dem Kriege etwa ein Drittel der gesamten gewerblichen Arbeiterschaft direkt beschäftigte, müssen diese Spannen, die sich in einem erhöhten Geldbedarf der Bauwirtschaft auswirken, bei der heutigen Lage als besorgniserregend bezeichnet werden. Die privaten Bauaufträge, die früher vier Fünftel der gesamten Bautätigkeit umfaßten, sind hauptsächlich wegen der Verteuerung des Bauens ständig in der Abnahme begriffen. Das Schwanken der Löhne, die zum Teil sogar im voraus mit staffelweisen Erhöhungen festgesetzt worden sind, und das Vorherrschen der Gleitpreisverträge zeugt von dem Vorhandensein heute nicht mehr angängiger Inflationsübungen. Begünstigt wird die Fortdauer dieses Zustandes dadurch, daß heute die Aufträge der öffentlichen Hand und die mit Hilfe öffentlicher Zuschüsse finanzierten Bauaufträge den Baumarkt beherrschen. Die öffentliche Hand folgt nicht den gleichen Impulsen und steht nicht in gleicher Weise unter dem Zwange der Rentabilität wie die Privatwirtschaft. Die Rückkehr zu einer gesunden Wirtschaft ist nur möglich, wenn das System der Gleitpreise und Selbstkostenverträge im Bauwesen baldmöglichst verlassen und gleichzeitig die Grundlagen der Kalkulation gefestigt werden. Indem durch die Gleitpreise die Vergütung der Unternehmer abhängig wurde von der Entwicklung der Warenpreise und Löhne, fiel dem Bauherrn die an und für sich dem Unternehmer zustehende Einflußnahme auf den Markt zu.

Ein befriedigendes Ergebnis konnte aus diesen Verhältnissen nicht erwachsen, an dem Treiben der Löhne und Preise hat indirekt das Verhalten der Bauherren selbst mitgewirkt, die das eigene Interesse an einer raschen Fertigstellung einmal begonnener Bauten allen anderen Rücksichten voranstellten.

Von den Auftraggebern der öffentlichen Hand ist zu fordern, die Bauaufträge, soweit sie in einem Baujahr fertiggestellt werden können, grundsätzlich zu festen Preisen zu vergeben und dabei gleichzeitig durch Bewilligung der Streik- und Aussperrungsklausel in den Verträgen den Unternehmern eine selbstverantwortliche Lohnpolitik zu ermöglichen.

In diesem Zusammenhang ist auch auf die Mißstände des baugewerblichen Verdingungswesens hinzuweisen. Unterbietungen und Submissionsblüten schlimmster Art sind hier an der Tagesordnung. Es werden, zumal bei öffentlichen Ausschreibungen, Angebote abgegeben, die ohne betrügerische oder wenigstens zweifelhafte Maßnahmen unbedingt zu Verlusten für den Unternehmer führen müssen. Erhalten derartige Angebote den Zuschlag, so ist eine weitere Untergrabung der guten Sitten die unvermeidliche Folge. Es liegt weder im Belange des einzelnen Auftraggebers noch der gesamten Bauwirtschaft, wenn derartige, offensichtlich zu niedrige Angebote vorzugsweise berücksichtigt werden. Jede ausschreibende Stelle muß sich darüber klar sein, daß sie nur zu einem angemessenen Preise eine einwandfreie Arbeit erhalten kann. Die Angemessenheit des Preises schützt den Auftraggeber mehr vor Unredlichkeiten und Übervorteilungen als die schärfste Aufsicht. Es ist ein ungesunder Zustand, wenn es alte erfahrene Unternehmungen ablehnen, sich an öffentlichen Ausschreibungen zu beteiligen, da sie häufig gegenüber einer unverantwortlichen Schleuderkonkurrenz zurückstehen müssen.

Die Ursachen dieser Schäden liegen in der Überzahl von Bauunternehmungen, die weder über sachverständige Leitung noch genügendes Betriebskapital verfügen, während andererseits die Anzahl der zu vergebenden Arbeiten gegenüber der Vorkriegszeit erheblich verringert ist.

Durch die Ausschaltung des ungesunden Überschusses nicht existenzberechtigter Unternehmungen wird auch die unbedingt notwendige Kapitalneubildung und die damit verbundene Gesundung des Unternehmertums möglich werden. Ein wieder gesundetes Unternehmertum wird sich bei dem nötigen Verständnis der bauvergebenden Stellen in Kürze auch wieder gesunde Wettbewerbsverhältnisse schaffen.

Die Art und Form der Ausschreibung ist für diese Gesundung von nachgeordneter Bedeutung. Je nach Lage der Verhältnisse kann die öffentliche oder die beschränkte Ausschreibung das Richtige sein.

Der Unternehmer muß nur die geforderte Leistung klar übersehen können und darf sich seinerseits auch der Übernahme eines übersehbaren Wagnisses nicht entziehen."

Niederländischer Betonbund. Der vor kurzem gegründete holländische Betonbund hielt am 23. Oktober eine Versammlung in Amsterdam ab. Dem Bund gehören sowohl Beton- und Eisenbetonbauunternehmungen als Betonwerke, Hersteller aller bei Betonbauten benötigten Materialien, Technische Oberbeamte der Kommunen usw. an. Aufgabe des Bundes ist Förderung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Niederlanden.

Von allgemeinem Interesse sind die Verhandlungen über die Frage der technischen Verantwortlichkeit der Bauunternehmung bei Ausführung von Betonbauten, deren Entwurf vom Bauherrn oder von dritter Seite herstammt. Die Firmen sind oft in der Zwangslage, von Dritten entworfene Bauten von nur unvollkommener Konstruktion zu übernehmen, für die sie aber die volle technische Verantwortung nicht tragen können. Bei der Verdingung fehlt es ihnen meist an Zeit und Gelegenheit, um die der Ausschreibung beigefügten Zeichnungen und Berechnungen vor der Abgabe des Angebotes ihrerseits nach jeder Richtung hin technisch gründlich zu prüfen. Man beschloß einen Ausschuß zu bestellen, der Richtlinien für die Ausschreibung aufstellen soll, wobei die vorgetragenen Beschwerden Berücksichtigung finden sollen.

In Deutschland sind solche Verhandlungen im Rahmen des Reichsverdingungsausschusses bereits eingeleitet. Der Entwurf des Unterausschusses zu den „Allgemeinen Vertragsbestimmungen für die Ausführung von Bauleistungen" besagt zu dieser Frage in § 4 Ziffer 3:

„Ergeben sich bei der Durchführung der Leistung Bedenken gegen die vorgesehene Art der Ausführung, gegen die Güte der vom Auftraggeber gelieferten Werkstoffe oder gegen die Leistungen anderer Unternehmer, die von Einfluß auf die Vertragsleistung sind, so hat sie der Auftragnehmer alsbald dem Auftraggeber mitzuteilen. Die Verantwortung des Auftraggebers wird durch diese Mitteilungspflicht des Auftragnehmers nicht berührt."

Nach diesem allerdings noch nicht endgültigen Entwurf würde die konstruktive Verantwortung dem Auftraggeber, der den technischen Entwurf aufgestellt hat, zufallen. Der Unternehmer ist jedoch verpflichtet, Bedenken, die sich bei der Ausführung ergeben, dem Auftraggeber zu melden und seine Weisung einzuholen. Die vorgesehene Regelung dürfte den richtigen Ausgleich der beiderseitigen Interessen darstellen.

Sicherung der Kopfwände offener Güterwagen. Die Reichsbahndirektionen haben ihre Güterabfertigungen angewiesen, beim Verladen von Rohren, Stabeisen und dergl. in offenen Güterwagen von den Versendern die Sicherung der Kopfwände gegen ein Durchstoßen der Ladung durch Anbringung bestimmt abgemessener Holzbohlenschutzwände zu verlangen, die frachtfrei zurückbefördert werden sollen. In den meisten Fällen dürfte ein Durchstoßen der Kopfwände von der Ladung nur bei unsachgemäßer Behandlung der Wagen im Rangier- und Beförderungsdienst der Reichsbahn vorkommen, so daß es nicht zu rechtfertigen sein dürfte, wenn die Reichsbahn von den Versendern das Anbringen von besonderen Schutzbohlen verlangt.

Von den Spitzenverbänden der Industrie ist daher beantragt worden, daß diese Anordnung zurückgezogen wird, und die Reichsbahn nötigenfalls selbst und auf eigene Kosten entweder geeignete Schutzbohlen beschafft oder sonstwie eine Verstärkung der Kopfwände veranlaßt.

Die Konkurrenz zwischen Eisenbahn und Kraftwagengüterverkehr. Der Kraftwagen wird für den Eisenbahngüterverkehr in steigendem Maße ein sehr fühlbarer Konkurrent, selbst auf längere Strecken. Kraftverkehrsgesellschaften, die Strecken wie Berlin—Leipzig oder Hamburg—Hannover betreiben, sollen nicht ungünstig arbeiten. Nach Angaben von Reichsbahndirektor Dr. Tecklenburg stehen sich die Beförderungskosten von Eisenbahn und Kraftwagen wie folgt gegenüber. Es kostet ein Tonnenkilometer auf nahe Entfernungen an Fracht:

über	10 km	20 km	30 km
mit Kraftwagen	2,13 M	1,38 M	1,13 M
mit Eisenbahn (höchste Tarifklasse)	2,58 M	1,46 M	1,08 M

Angesichts dieser Tatsachen hatte sich der Preußische Handelsminister bereits im Mai 1925 veranlaßt gesehen, die Aufsichtsbehörden aufzufordern, alle Konzessionen unter dem Gesichtspunkte des Schutzes der bestehenden Verkehrsunternehmungen zu prüfen. Die Reichsbahn selbst hat sich zum Kampf gegen den Wettbewerb des Kraftverkehrs gerüstet. Durch Rundfragen versucht sie ein Bild über die Benutzung von Kraftwagen durch industrielle Firmen zu gewinnen. Sie hat zum Teil eigenen Kraftverkehr eingerichtet, schafft Ausnahmetarife, baut Entladungs- und Umladungsvorrichtungen aus, vor allem sucht sie die Güterbeförderungsdauer zu verringern. Die Geschwindigkeit der Güterzüge wurde von 30 auf 40 km, der Eilgüterzüge von 50 auf 60 km pro Stunde erhöht; auf wichtigen Linien werden durchgehende Güterzüge eingerichtet, die Verbindungen im Nahverkehr werden ausgebaut.

Das Verwaltungsstreitverfahren über die preußische Verordnung über Vorausleistungen zum Wegebau. Die Nachricht, daß das preußische Oberverwaltungsgericht die bekämpfte Verordnung bereits für rechtsungültig erklärt hätte, trifft nicht zu. Der preußische Minister des Innern hat vielmehr um Weiterhinausschiebung des für Ende Oktober angesetzten Berufungstermines in der Klage gegen den Kreisausschuß Minden (Bauing. S. 271) gebeten, da ein Kommissar zur Wahrung des öffentlichen Interesses in der Angelegenheit bestellt ist und für diesen die Akten erbeten sind.

Starker Rückgang der Passivität der Handelsbilanz im September. Ein geringer Lichtblick im Dunkel der wirtschaftlichen Lage ist der starke Rückgang der Passivität der deutschen Handelsbilanz im September. Im Jahre 1924 war, nachdem die Bilanz in den ersten Monaten passiv gewesen war, im Juli und August ein geringer Ausfuhrüberschuß zu verzeichnen gewesen, der aber dann wieder im September in einen Einfuhrüberschuß umschlug (57,4 Millionen). Bis Januar 1925 stieg der Einfuhrüberschuß, ging dann aber im Februar zurück. Dieser letzte stärkere Rückgang des Überschusses der Einfuhr über die Ausfuhr im Februar 1925 wird durch den Rückgang im September übertroffen. Seit Mai hatte die Passivität dauernd zugenommen, nun ist zum erstenmal der Einfuhrüberschuß von 576 Millionen Mark im August um 252,6 Millionen auf 323,4 Millionen Mark im September zurückgegangen und hat damit die geringste Höhe des Jahres erreicht. Im reinen Warenverkehr (d. h. ohne Gold und Silber) betrug der Rückgang der Passivität gegenüber August 161,5 auf 292,5 Millionen M. Dieser Rückgang im September ist um so beachtlicher, als man eigentlich mit großen Vorratskäufen aus Rücksicht auf die Zollerhöhungen am 1. Oktober rechnen mußte. Besonders bemerkenswert ist, daß die Minderung der Passivität nicht nur auf einen Rückgang der Einfuhr zurückzuführen ist, sondern auch auf eine Steigerung der Ausfuhr. Der Einfuhrrückgang gegenüber August betrug rund 200 Millionen auf 1103,6 Millionen M. Darunter ist die Einfuhr von Lebensmitteln und Getränken gesunken um rund 40 Millionen auf 413 Millionen; nur die Einfuhr von Fertigwaren ist durch Vorratskäufe in Textilien um ungefähr 26 auf 185 Millionen gestiegen. Die Ausfuhr ist um 52,7 auf 780 Millionen gestiegen (reine Warenausfuhr um rund 51 auf 776 Millionen). Besonders erfreulich ist die Steigerung der Fertigwarenausfuhr um 49,8 auf 602,5 Millionen M.

Die Passivität in den ersten neun Monaten 1925 beträgt 4,028 Milliarden M. gegenüber 1,556 Milliarden in den ersten neun Monaten 1924.

Nach den Berichten der preußischen Handelskammern für Oktober hat sich die hoffnungsvollere Auffassung über die wirtschaftliche Lage, zu der man im September wegen der Gestaltung der Handelsbilanz und aus anderen Gründen gekommen war, im Oktober nicht gerechtfertigt. Mit Ausnahme der Montanindustrie scheint der tiefste Punkt noch nicht erreicht zu sein.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 10. November 1925.)

Dritte Verordnung über die Kosten des Mahn- und Zwangsverfahrens nach der Reichsabgabenordnung. Vom 5. November 1925. (R.-Anz. Nr. 261.) Die Kosten der Zwangsvollstreckung in Reichssteuerangelegenheiten werden erneut herabgesetzt. Und zwar wird die Gebühr für die Mahnung, die der Vollstreckung unter Festsetzung einer Zahlungsfrist von einer Woche vorangehen soll, auf 1% für den Mehrbetrag festgesetzt (mindestens 20 Pf.). Die Pfändungsgebühr beträgt bis 100 M. ½%, vom Mehrbetrag ¾% (mindestens 60 Pf.). Die Gebühr für Versteigerung und freihändigen Verkauf beträgt bis 100 M. 2%, vom Mehrbetrag 1% (mindestsns 60 Pf.). Die neuen Sätze gelten seit dem 31. Oktober 1925.

Dritte preuß. Verordnung zur Durchführung der Ablösung der Markanleihen der Gemeinden und Gemeindeverbände. Vom 29. Oktober 1925. (Pr. Ges.-Samml. S. 154.) Bei der Ablösung öffentlicher Anleihen entscheiden über Anträge der Treuhänder und Schuldner auf Festsetzung des Goldwertes einer Papiermarkanleihe, Tilgung einer Ablösungsanleihe in 20 oder mehr als 30 Jahren, Erhöhung des Einlösungsbetrages einer Anleihe in der Regel die Regierungspräsidenten, soweit es sich um Anleihen von Provinzen und einiger bestimmter Kommunalverbände und der Stadt Berlin handelt, die Oberpräsidenten. Für Beschwerden gegen diese Entscheidungen sind die Provinzialräte, in Hohenzollern der Bezirksausschuß, in Berlin ein besonderer Ausschuß zuständig.

Übergang der Wasserstraßenverwaltung auf das Reich. Der preußische Landtag hat sich dem Antrag des Hauptausschusses (Bauingenieur Nr. 28/29 S. 869) angeschlossen, wonach das Mandat zur baulichen Verwaltung und zum Betrieb der Reichswasserstraßen unter Wahrung des Aufsichtsrechts des Reichs den Ländern erteilt und von der Errichtung eigener Wasserstraßenbehörden des Reichs in der Provinzial- und Ortsinstanz Abstand genommen werden soll.

Neue Hypothekenbank. Der Reichsrat stimmte am 5. 11. dem Antrage der deutschen Wohnstättenbank A. G., Berlin, zu, ihr die Ausübung des Geschäftes einer Hypothekenbank zu gestatten. Die Bank wird durch das preußische Ministerium überwacht und wendet ihre Aufmerksamkeit besonders dem Bau kleiner Wohnungen und Beamtenwohnungen zu, der von den bestehenden Hypothekenbanken weniger gepflegt wird, da es sich um kleine Objekte handelt.

Steuerfreie Auslösungen und sonstige steuerfreie Dienstaufwandsentschädigungen. Während bisher eine Dienstaufwandsentschädigung insoweit steuerfrei zu lassen war, als sie den erforderlichen Aufwand nicht überstieg, ist nach den neuen Vorschriften Voraussetzung für die Freilassung, daß die Entschädigung nur in Höhe des nachgewiesenen Dienstaufwandes gewährt wird oder die tatsächlichen Aufwendungen offenbar nicht übersteigt. Die Voraussetzungen für die Freilassung sind also gegenüber der früheren Rechtslage verschärft: Der Arbeitgeber muß sich entweder den Dienstaufwand im einzelnen nachweisen lassen, oder die Entschädigung muß so bemessen sein, daß auch ohne Einzelnachweis objektiv kein Zweifel darüber bestehen kann, daß sie die tatsächlichen Aufwendungen nicht übersteigt. Liegt diese letztere Voraussetzung vor, so darf die Aufwandsentschädigung auch in Form eines Pauschbetrages gewährt werden. Solche Pauschbeträge sind in Tarifverträgen vielfach vorgesehen. In Frage kommen hier z. B. Auslösungen, ferner die im § 36 Abs. 2 Ekst.G. besonders erwähnten Entschädigungen für vom Arbeitnehmer gestellte Arbeitsmittel (Werkzeugzulagen, Kleidergelder u. dgl.).

Unter Auslösungen sind die meist in Tarifverträgen festgesetzten Entschädigungen zu verstehen, die als Ersatz für Mehraufwendungen an Verpflegung und Übernachtung bei auswärtigen Arbeiten gewährt werden. Diese Entschädigungen dürfen ohne besonderen Nachweis der tatsächlichen Mehraufwendungen vom Steuerabzug frei bleiben, soweit sie die Beträge nicht übersteigen, die als Tage- und Übernachtungsgelder den entsprechenden Kategorien der Reichsbeamten gewährt werden. Die für diese zurzeit geltenden Sätze sind folgende:

1	2	3	4	5	6	7	8	9
			Bei Dienstreisen nach					
			besond. teueren Orten			anderen Orten		
Es beträgt für Beamte der Stufe	umfassend die Gehaltsgruppen	bis zu einem Jahresgehalt von M	das volle Tagegeld M	das Übernachtungsgeld M	zusammen M	das volle Tagegeld M	das Übernachtungsgeld M	zusammen M
I	A I bis A V	2700	7,—	4,50	11,50	4,50	3,50	8,—
II	A VI bis A VIII	4500	9,—	6,—	15,—	7,—	4,50	11,50
III	A IX bis A XII	8000	12,—	9,—	21,—	10,—	5,—	15,—
IV	A XIII bis B 4	18000	14,—	10,—	24,—	12,—	6,—	18,—
V	B 5 bis B 7	35000	16,—	12,—	28,—	14,—	8,—	22,—

Bei der Unterscheidung zwischen besonders teuren und anderen Orten wird im allgemeinen von der für die Beamten maßgebenden Einteilung der Orte ausgegangen werden müssen. Die als besonders teuer geltenden 78 Orte (darunter die meisten Großstädte) sind auf Seite 164 des Reichssteuerblattes 1925 aufgezählt.

Welche Sätze bei einem Arbeitnehmer im einzelnen anzuwenden sind, wird sich in erster Linie nach seinen Einkommensverhältnissen richten. Zur Erleichterung der Eingruppierung sind in Spalte 3 der Tabelle die Gehaltsbeträge der an der Grenze der einzelnen Stufen liegenden Gehaltsgruppen vermerkt. Die Beträge entsprechen der durchschnittlichen Gehaltshöhe eines verheirateten Beamten der betreffenden Gruppe in Ortsklasse A mit einem Kind. Durch die vorbezeichneten Beträge ist außer den Mehraufwendungen für Verpflegung und Übernachtung auch der mit Reisen gewöhnlich verbundene Mehraufwand an Kleidung usw. abgegolten. Werden niedrigere als die vorbezeichneten Sätze gewährt, so dürfen nur diese niedrigeren Sätze steuerfrei bleiben. (Erlaß d. Reichsfinanzministers vom 18. August 1925.)

Rechtsprechung.

Arbeitsrecht. a) Der Beschluß eines Arbeitgeberverbandes, daß seine Mitglieder die bei einer Mitgliedsfirma streikenden Arbeiter nicht einstellen dürfen, ist nicht rechtswidrig. Es ist ein in Arbeitskämpfen häufig wiederkehrender Fall, daß ein Arbeitgeberverband seine Mitglieder anweist, Arbeiter, die bei einer Mitgliedsfirma in Streik getreten sind, für die Dauer des Streiks nicht einzustellen. Eine solche Aussperrung bestimmter Arbeitnehmer innerhalb des Verbandsbereiches stellt die Ausübung berechtigter Solidarität auf Arbeitgeberseite dar. Die ausgesperrten Arbeitnehmer können mithin für die Zeit des Streiks keine Ansprüche auf Schadenersatz (Lohnzahlung) erheben. (Gew.-Ger. Berlin v. 23. 6. 1925.)

b) Keine Nachwirkung von Tarifverträgen. Gegen die weitverbreitete Auffassung, daß der normative Teil eines Tarifvertrags als Inhalt des Einzelarbeitsvertrages über den Ablauf des Tarifvertrages hinaus nachwirkt, wendet sich ein Urteil des Landgerichts Nürnberg mit folgender Begründung: Aus dem Zweck des Tarifvertrages folgt, daß die Parteien nur ein Interesse daran haben, den Einzelarbeitsvertrag so lange zu beeinflussen, wie der Ausdruck ihres Kollektivwillens, d. h. der rechtsgültige Tarifvertrag, in Kraft ist. Die Vereinbarung der normativen Teile des Tarifvertrages ist also „unter einer auflösenden Bedingung" im Sinne des § 158 Abs. 2 BGB. getroffen worden. Außerdem kann aus keiner Bestimmung der Tarifvertragsordnung auf eine Nachwirkung von Tarifverträgen geschlossen werden. Im Gegensatz hierzu ist in § 15 des Entwurfes eines neuen Arbeitstarifgesetzes eine Bestimmung vorgesehen, welche die Nachwirkung der normativen Teile eines Tarifvertrages festlegt.— In praktischer Hinsicht führt die Nachwirkung vor allem deshalb zu Unzuträglichkeiten, weil durch sie diejenigen Arbeitnehmer, die nach Ablauf des Tarifvertrages eingestellt werden, andere Arbeitsbedingungen erhalten als diejenigen Arbeiter, deren Einstellung während der Dauer des Tarifvertrages erfolgte. (LG. Nürnberg v. 24. 6. 1925.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 22. Oktober 1925.

Kl. 5c, Gr. 4. B 112070. Adolf Baron, Beuthen, O.-S., Ring 26. Schachtausbau. 17. XII. 23.

Kl. 19a, Gr. 11. B 111485. Richard Schrader, Weststr. 2, u. Carl Bach, Lange Str. 2, Hagen i. W. Schienenbefestigung nach dem Patent 412715; Zus. z. Pat. 412715. 23. X. 23.

Kl. 19a, Gr. 21. B 110917. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstraße 42. Gleiskurve aus einteiligen Rillenschienen. 30. VIII. 23.

Kl. 19a, Gr. 24. K 92300. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lykallee 12 u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlottestraße 11. Gleis für Kippen. 14. VIII. 24.

Kl. 20i, Gr. 39. B 117938. Jakob Bouillon, Köln, Unter Kahlenhausen 33/34. Warnsignal für den Eisenbahnbetrieb. 2. II. 25.

Kl. 20k, Gr. 9. A 45264. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Tragseilaufhängung in Nachspannfeldern von Kettenfahrleitungen. 17. VI. 25.

Kl. 35b, Gr. 7. K 92663. Fried. Krupp, Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau. Stützvorrichtung für über einem Bunker entleerende Mehrseilgreifer. 29. I. 25.

Kl. 37b, Gr. 3. H 92970. Fa. Hahndorf & Wucherpfennig, Bremen. Knotenpunktverbindung für hölzerne Gitterwerke. 9. III. 23.

Kl. 37b, Gr. 4. L 59698. Eugène Ligonnet, Paris; Vertr. O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze und Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Bewehrung für Gegenstände aus Zement oder anderem Baustoff. 6. III. 24. Frankreich 12. XII. 23.

Kl. 65b, Gr. 3. K 94307. Dipl.-Ing. Woldemar Kiwull, Riga, Lettland; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Tenenbaum und Dipl.-Ing. Dr. Heimann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zum Bergen gesunkener Schiffe durch Gefrierverfahren. 22. V. 25.

Kl. 80b, Gr. 3. B 113759. Dr. Walter Baltrutsch, Habinghorst. Verfahren zur Herstellung von hochwertigem Zement aus Hochofenschlacke. 16. IV. 24.

Kl. 80b, Gr. 18. E 30888. Johan Axel Erikson, Stockholm; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anwalt, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von porösen Baustücken aus Beton. 11. VI. 24. Schweden 17. III. 24.

Kl. 80b, Gr. 25. A 39886. Asphalt Cold Mix Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Wagener, Pat.-Anwalt, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung einer wässerigen bituminösen Emulsion. 4. V. 22. Großbritannien 9. V. 23.

Kl. 81e, Gr. 31. A 41028. Fa. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher, Abraumförderanlagen. 20. XI. 23.

Kl. 81e, Gr. 32. B 117683. Friedrich Brennecke, Borna b. L. Mehrfach geknickte, an einer Böschung arbeitende Aufnahmekette für Abraum-Kippenförderer. 19. I. 25.

Kl. 81e, Gr. 32. B 119340. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zur Abräumung des Deckgebirges bei Braunkohlentagebauen. 14. IV. 25.

Kl. 31e, Gr. 32. G 63255. Gewerkschaft Michel, Halle a. S. Absetzgerät mit Bagger und Langförderer auf einem Ausleger. 23. I. 25.

Kl. 84d, Gr. 1. W 67290. Waggon- und Maschinenbau Akt.-Ges., Görlitz. Unterwagen für auf Schienen laufende Bagger, Absetzvorrichtungen, Verladebrücken u. dgl. 8. X. 24.

Kl. 84d, Gr. 1. W 67369. Waggon- und Maschinenbau Akt.-Ges. Görlitz, Görlitz. Auf Schienen laufendes Fahrzeuggerüst für Bagger, Absetzvorrichtungen, Verladebrücken u. dgl. 20. X. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 22. Oktober 1925.

Kl. 5c, Gr. 4. 421212. Fa. E. Hinselmann, H. Schäfer & Co. Baugesellschaft m. b. H., Essen a. d. Ruhr. Nachgiebiger Streckenausbau. 8. IV. 24. H 93386.

Kl. 20i, Gr. 11. 421518. Fa. Hein, Lehmann & Co., Akt.-Ges., Berlin-Reinickendorf. Elektrischer Weichen- oder Signalantrieb. 15. V. 24. H 97307.

Kl. 37a, Gr. 4. 421344. Alfred Frank, Stuttgart, Urachstraße 23. Verfahren zur Herstellung ein- oder mehrgeschossiger ausbetonierter Fachwerkwände. 18. X. 22. F 52710.

Kl. 37b, Gr. 2. 421405. Dr. Gottlieb Brauchli, Borsdorf bei Leipzig. Verfahren, um Baukörper aus Papier, Pappe oder anderen Zellstoffen feuer- und wasserbeständig zu machen. 20. XII. 22. B 107696.

Kl. 37b, Gr. 5. 421406. Heinrich Schmid, Cannstadt a. N., Wiesenstraße 17. Holzverbindungsdübel. 22. VI. 24. Sch 71988.

Kl. 80a, Gr. 7. 421456. U. Ammann A.-G., Langenthal, Schweiz; Vertr.: Joh. Karl Fischer, Freiberg i. S., Pfarrgasse 42. Trockentrommel für Maschinen zur Aufbereitung von Straßenbaumaterial. 27. X. 23. A 40872.

Kl. 80a, Gr. 42. 421315. Richard Liebchen, Cossebaude. Mehrteiliger Klappkern zur Herstellung von Hohlkörpern aus Beton o. dgl. 16. V. 22. L 55658.

Kl. 80a, Gr. 53. 421197. Hume Pipe & Concrete Construction Company Limited, London; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anwalt, Berlin SW 61. Schleudergußmaschine zur Herstellung von Rohren. 21. XI. 22. H 91829. Großbritannien 22. XI. 21.

Kl. 80b, Gr. 3. 421427. Fa. G. Polysius, Dessau. Verfahren und Vorrichtung zur Verarbeitung flüssiger Schlacke von Gaserzeugern und Kohlenstaubfeuerungen auf Portlandzement. 20. IV. 22. P 44057.

Kl. 80b, Gr. 12. 421423. Dr. H. Oexmann, Gut Scharfenberg, Post Wittstock, Dosse. Verfahren zur Herstellung von Körpern aus hydraulisch erhärtenden Massen; Zus. z. Pat. 418708. 18. IX. 24. O 14458.

Kl. 81e, Gr. 31. 421198. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Vorrichtung zum Abwerfen von Abraummassen bei Abraumförderbrücken. 9. IV. 25. A 44703.

Kl. 81e, Gr. 32. 421208. Fa. „Cubex“ Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. S. Einebnungspflug o. dgl., insbes. zum Aufschütten von Halden. 10. IX. 22. B 106411.

Kl. 84c, Gr. 2. 421200. Siemens Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Einrichtung zur Ausübung des Verfahrens zum Absenken des Grundwassers; Zus. z. Pat. 400061. 22. XI. 22. S 61418.

Kl. 84d, Gr. 2. 421252. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Löffelbagger mit einer Vorschubmaschine für den Löffelstiel und einem durch die Vorschubmaschine bei gleichzeitiger Verschiebung des Löffelstieles verstellbaren Löffelverschluß. 22. II. 24. K 88607.

Kl. 84d, Gr. 2. 421253. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Löffelbagger. 6. VII. 24. K 90159.

Kl. 84d, Gr. 2. 421254. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Baggerlöffel. 27. VII. 24. K 90400.

Kl. 84d, Gr. 1. 421201. Reinhold Mestel, Breslau, Wörther Straße 25. Filter für Rohrbrunnen aus neben bzw. übereinander geschichteten kegelmantelartigen Röhren. 5. IV. 24. M 84490.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Eigener Herd ist Goldes Wert. Herausgegeben von Max Spindler, Amtsbaumeister a. D., Heimkulturverlag G. m. b. H., Wiesbaden. Preis 3,00 M., geb. 4,00 M.

Das 120 Seiten und 225 Abbildungen umfassende Buch soll „ein Wegweiser“ sein „für alle diejenigen, die auf dem Lande im eigenen Hause gesund und billig wohnen wollen.“ Im Rahmen der vom gleichen Verlag herausgegebenen Bücher zur Förderung der Heimkultur bildet das vorliegende Buch einen Ratgeber, der in der Hauptsache durch die zahlreichen, leider in starker Verkleinerung wiedergegebenen Entwurfzeichnungen seinen Wert erhält. Im übrigen ist die Behandlung der Mittelbeschaffung als dem wichtigsten Teile für den vom Verfasser im Auge behaltenen Bauherrn zu großzügig behandelt und zeugt in vieler Hinsicht von bedenklichem Optimismus, der sich auch in der Beurteilung der Lehmdraht-Bauweise, besonders ihrer Ausführung, teilweise erkennen läßt. Der vielseitige Literaturnachweis wird dem Leser in Anbetracht des mäßigen Preises besonders willkommen sein. E.

Der kleine Brockhaus, Handbuch des Wissens in einem Bande. Leipzig, F. A. Brockhaus. In zehn Lieferungen zu je 1,90 RM. Lieferung 6 und 7.

In schneller Aufeinanderfolge sind die Lieferungen 6 und 7 erschienen. Sie schließen sich würdig in Inhalt, Vollständigkeit und Ausstattung den früheren an und lassen immer mehr erkennen, daß es sich hier um ein wirkliches Volksbuch des allgemeinen Wissens für das deutsche Volk handelt, das sich zudem durch seine außerordentliche Preiswürdigkeit bei gediegenster Ausstattung auszeichnet. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Einladung zur Hauptversammlung

am Dienstag, den 1. und Mittwoch, den 2. Dezember 1925,
im Hause des Vereines deutscher Ingenieure zu Berlin.

Tagesordnung:
(Änderungen vorbehalten.)

Dienstag, den 1. Dezember 1925, mittags

Besichtigung wissenschaftlicher Institute (je nach Wahl).

Gruppe I. 11 Uhr:
Psychotechnisches Institut von Professor W. Moede an der Techn. Hochschule in Berlin-Charlottenburg, Fasanenstr.
Zugelassene Teilnehmerzahl: 30 Personen.

Gruppe II. 12 Uhr:
Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel im Tiergarten.
Zugelassene Teilnehmerzahl: 25 Personen.

Gruppe III. 1 Uhr:
Staatliche Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem, Lichterfelde, Unter den Eichen 87. Abteilung für Baustoff- und Festigkeitsprüfung.
Zugelassene Teilnehmerzahl: 50 Personen.

Abends 7 1/4 Uhr im Hause des Vereines deutscher Ingenieure
Ordentliche Mitgliederversammlung:

Geschäftlicher Teil:
Entgegennahme des Geschäftsberichtes und der Abrechnung.
Erteilung der Entlastung für den Vorstand und die Geschäftsstelle.
Festsetzung des Beitrages für das Jahr 1926.

Es liegt ein Vorschlag vor, 8 M. jährlich, für Mitglieder des VdI 6 M., für Junioren 3 M. zu erheben.

Wissenschaftlicher Teil:
Vortrag des Herrn Geh. Regierungsrates Professor Robert Otzen, Hannover, über „Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten?“
Vortrag des Herrn Regierungsbaurats Stegemann, Dresden, über „Neuere Bauweisen“, gleichzeitig im Rahmen der Vortragsreihe über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“.

Im Vorraum des großen Saales im Ingenieurhaus findet eine kleine Ausstellung von Plänen von Ingenieurbauten im Auslande statt.

Der Deutsche Ausschuß für Technisches Schulwesen stellt Lehrbildtafeln aus.

Gleichzeitig ist Gelegenheit gegeben, Erfrischungen einzunehmen.

Mittwoch, den 2. Dezember 1925, mittags 12 Uhr

Besichtigung des Untergrundbahnhofes Nollendorfplatz, gegebenenfalls mit anschließender Baustrecke.

Dieser mehrstöckige Kreuzungsbahnhof ist neu erbaut, aber noch nicht in Betrieb genommen.

Vorgesehen ist für eine 2. Gruppe die Besichtigung einer städtischen oder Eisenbahnbaustelle.

Abends 8 Uhr findet ein Vortrag von Herrn Professor Dr.-Ing. Ludin, Technische Hochschule Charlottenburg, über „Wasserwirtschaftliche Aufgaben Transkaukasiens“, veranstaltet von dem Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure in der Technischen Hochschule Charlottenburg, Saal 301, statt, zu dem die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen eingeladen sind.

Die Mitglieder der D. G. f. B. erhalten noch besondere Einladung.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen.
G. de Thierry, Geh. Baurat, Prof. Dr.-Ing., I. Vorsitzender
Busch, Ministerialrat, II. Vorsitzender
Dipl.-Ing. Baer, Geschäftsführer.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung“: Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 27. November 1925 Heft 34

DIE WIRTSCHAFTLICHE QUERSCHNITTSGESTALTUNG DER UNTERGRUNDTUNNEL.

Von Oberingenieur Alfons Schroeter, Berlin.

Äußerung zum gleichnamigen Aufsatze in Heft 16 dieses Jahrganges.

Die bekannten patentierten Vorschläge für Unterpflasterbahntunnel von Herrn Ober-Ing. Seidel bestehen hauptsächlich erstens in dem Verfahren, Seitenwände und Decke zuerst herzustellen, dann den Boden zwischen den Seitenwänden auszuschachten und zuletzt die Sohle einzubauen und zweitens in der Konstruktion einer Zweigelenk-Gewölbedecke mit höher gelegtem Zugbande. Die Praxis hat sich wiederholt und gründlich mit den S'schen Vorschlägen befaßt und überwiegend keine Vorteile, sondern eher Nachteile bei objektiver Beachtung aller Einzelheiten der Berechnung und Herstellung gegenüber den bisherigen Verfahren, an denen sonst jede Neuerung — sobald sie auch nur geringe Vorteile brachte — eingeführt wurde, erkennen lassen. Auch ein von Herrn S. selbst gewählter Gutachter, ein namhafter Statiker, ist gänzlich unabhängig rein vom statischen Gesichtspunkte, zu unvorteilhaften Ergebnissen gekommen. Nun hat es Herr S. unternommen, die vielen Anhänger des Rahmentunnels an ihre Pflichten zu erinnern, billig, d. h. nach den Vorschlägen des Herrn S. zu bauen.

Abb. 1 a. Querschnitt eines normalen Untergrundbahntunnels jetzt üblicher Bauart (mit vollständiger Bewehrung).

Abb. 1 b. Statisches System zu Abb. 1 a.

Abb. 2 b. Das zum Vorschlag der Abb. 2 a gewählte statische System.

Abb. 2 a. Vorgeschlagener Querschnitt für normale Tunnelstrecken (mit unvollständiger Bewehrung).

Hinsichtlich des vorgeschlagenen Verfahrens führt u. a. aber die beengte Baugrube (eine schmale sogenannte Kanalisationsbaugrube von 6—10 m Tiefe) wegen größerer Sorgfalt zur Verteuerung bei der sehr erschwerten Einbringung der mehrfachen Dichtung mit Klebung und der Grundwasserhaltung. Das anerkannt billigste Herstellungsverfahren in Straßen mit breiten Promenaden und für die noch für Groß-Berlin in Frage kommenden Vorortstrecken ist und bleibt ja das mittels unabgedeckter und geböschter Baugrube, wie es auch auf der Strecke Berlin—Westend angewandt wurde.

Hinsichtlich des Konstruktionsvorschlages spielen die Sohlengelenke eine wesentliche Rolle und sollen deshalb hier einer genaueren Betrachtung unterzogen werden. Sie können leider nicht entbehrt werden, wenn der angeblich günstige Einfluß der empfohlenen Gewölbedeckenkonstruktion auf die Seitenwand erhalten bleiben soll. Diese Notwendigkeit ist natürlich an und für sich schon ein erheblicher Mangel, denn bisher brauchte man bei der Deckenkonstruktion nicht auf die Sohle Rücksicht zu nehmen. Da also das Sohlengelenk nun einmal sein muß, soll es lebensfähig gemacht werden. Nun darf aber ein statisches Gebilde, ob in seinen Einzelgliedern oder im ganzen betrachtet, nicht gegen das elementarste Grundgesetz der Statik verstoßen: Es muß stabil sein. In nachstehender Abb. 1a ist der jetzt übliche Normaltunnel ohne Stützen der freien Strecke mit verankerter Dreigelenkbogendecke und Zweigelenkrahmentrog in seiner Konstruktion und statischen Gliederung und in Abb. 2a der von Herrn S. vorgeschlagene Tunnelquerschnitt mit verankerter Zweigelenkbogendecke und gelenkig zwischengehängter Sohle dargestellt.

Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß das System Abb. 2b labil, nämlich ein Gelenkviereck, also ein statisch unmögliches Gebilde ist. Hierbei spielt die Lastverteilung an der Sohle, die vorherige Einbringung der Seitenwände, der Aufbau überhaupt, die Auffassung der Seitenwände als Träger auf zwei Stützen usw. nicht die geringste Rolle: Alle vorkommenden Kräfte müssen berücksichtigt werden, im Gleichgewicht bleiben und immer zu dem in Abb. 2b skizzierten System führen, was nun einmal nach den Grundgesetzen der Statik ein Kartenhaus ist. Dies wird sofort klar, wenn man an den Lastfall „einseitiger Gebäudedruck und einseitige Verkehrslast" denkt. Nun könnte man ja das Sohlengelenk trotzdem noch ausführen, dann muß man aber Seitenwand und Decke als zusammenhängenden Rahmen herstellen, d. h. die oberen Gelenke müssen fortfallen. Dann werden aber Seitenwand und Decke des normalen Tunnels unwirtschaftlich. Der passive Erddruck darf selbstverständlich nicht in Anspruch genommen werden.

Man kann aber auch andererseits den sekundären Vorteil der Sohlenentlastung durch vorheriges Setzenlassen der Seitenwände und nachträgliches Herstellen der Sohle in gewissen Fällen auch bei System 1b mitnehmen. Man überdeckt dann eben in der Anschlußfuge die Zugzone mit den vorher in der Wand einbetonierten und bis zur Sohleneinbringung freigelassenen Eckeisen, rauht wie auch bei größeren Sohlenflächen

üblich, die Anschlußfläche gut auf und schließt nach Einschlämmen derselben mit Zement die Sohlenplatte an. Dieser Zusammenhang muß unbedingt gefordert werden, denn: Wer gibt dafür Sicherung, daß die Seitenwandsetzungen auch nur zum Teil genau in dem Zeitpunkt beendet sind, in dem die Sohle eingebracht wird? Die Herstellungszeit ist doch im Verhältnis zur Bestandsdauer des Bauwerks verschwindend gering. Man weiß außerdem doch, daß dauernde Verkehrslastwirkungen gewisse Stapelkräfte im Boden erzeugen, die zu ganz erheblichen Zusammendrückungen geführt haben. Wenn man aber Gelegenheit hat, ein Fundament möglichst breit zu machen, also den Bodendruck zu verringern, so tut man es im allgemeinen. Die künstliche Verkürzung der Seitenwandfundamentfuge auf z. B. 1,0 m zugunsten eines Sohlengelenks hat bei 20 t Seitenwandlast eine Bodenpressung von mehr als 2 kg/cm² (exzentrischer Kraftangriff) zur Folge, vom Gelenk ab springt die Pressung auf 0,12 kg/cm², der Unterschied beträgt also nicht, wie Herr S. errechnet, 0,1 kg/cm², sondern 1,88 kg/cm², die Richtigkeit des nachstehend wiedergegebenen Satzes des Herrn S. angenommen. Dieser Wert vergrößert sich bei größeren Überschüttungshöhen u. U. auf ein Vielfaches, wobei die zulässigen Bodenpressungen unter der Seitenwand ohne festen Sohlenanschluß überschritten werden. Daß der Pressungsunterschied Zerrungen der Dichtungspappe hervorrufen muß, die sich bei jedem Verkehrslastwechsel während des ganzen Bauwerksbestandes wiederholen, dürfte wohl niemand bezweifeln, denn Herr S. kommt ja auf S. 251 seines Aufsatzes zu 2 zu dem Ergebnis: „Die Baulasten bleiben unbedingt unter der Wandsohle, ganz gleich, ob man die Sohle vor oder nach der Wand ausführt." Selbst wenn man die in diesem Satze sich ausdrückende Logik nicht mitzumachen vermag, bleibt die Gefahr der anfänglich nur teilweisen Setzung der Seitenwand bestehen. Da die Pappdichtungen, wie Tunnelabbrüche gezeigt haben, unter größeren Pressungen spröde werden können, wäre es unverantwortlich, an der Stelle der größten Lastübertragung auch nur den geringsten plötzlichen Pressungswechsel zu dulden. Man stelle sich den Zustand nur einmal genau vor: Der Tunnel 3 m im Wasser, zwei auf der ganzen Länge der Sohle befindliche Fugen, diese ohne jede Armierung oder besseres Mischungsverhältnis, als einzige Sicherung die spröde gewordene Pappe an der Stelle bequemster Durchtrittsmöglichkeit für das Wasser und dann diese Pappe in Zerrbewegung: Läßt sich ein größerer Leichtsinn denken?

Und wie ist die ohne jede Befestigung zwischengelegte Sohlenplatte oder das zwischengelegte Gewölbe gegen einseitige, stetig hämmernde Verkehrslasten der Untergrundbahnzüge gesichert? Beim Rahmentrog sind diese Kräfte belanglos, da Schubwiderstand reichlich vorhanden ist. Beim S. schen Gelenkviereck aber ist die unerwünschte Loslösung des Sohlenstückes von der Seitenwand nach unten durchaus denkbar. Und senkt sich die Sohle infolge der inneren Verkehrslast, der gleichzeitigen Seitenwandentlastung und der geringeren Sohlenkompression unter dem Sohlenstück nur wenig, so bietet die Reibung an den Fugen wegen der Schräglage derselben vom Anfang dieser Bewegung an keinen Widerstand. Die Seitenwand rückt, weil sie ja auf einer Gleitfläche steht, nach kurzer Zeit in horizontaler Richtung nach, und dieser Prozeß kann sich jahrelang wechselseitig vollziehen, bis Gleiskörper mit Bettung, Sohle und Boden zur Ruhe gekommen sind, wobei aber dann die Standsicherheit der Seitenwände sowie die Dichtung an den Sohlenfugen ständig in folgenschwerer Gefahr schweben. Pressungsunterschiede einerseits und dynamische Kräfte der Tunnellasten andererseits lassen also ständig die Gefahr des Versaufens des Unterwassertunnels möglich erscheinen in dem Augenblick, wo man die Sohle von den Seitenwänden löst.

Auf einen anderen Nachteil des Sohlengelenkes möchte ich noch hinweisen. Herr S. empfiehlt u. a. auch das unverankerte, nicht armierte Sohlengewölbe und bezeichnet es als das Natürlichste von der Welt, weil ja die Brücken auch viel in Gewölbeform hergestellt werden. Man weiß ja nun, daß die gewölbte Brücke, besonders der Zweigelenkbogen absolut feststehende kompakte Widerlager erfordert und unter dieser Bedingung durchaus existenzberechtigt ist. Ist diese Bedingung aber erfüllt beim Zweigelenksohlengewölbe, dessen Widerlager — die Seitenwände — auf einer Gleitfläche, der Isolierschicht, stehen und gegen Holzbohlen betoniert sind, deren Fäulnissicherheit mindestens ungewiß ist? Man hätte also teure Eisenbetonbohlen nötig, die aber bei sulfathaltigem Grundwasser eine noch geringere Lebensdauer als Holzbohlen haben. Ganz abgesehen von der Größe der Lasten: Einen Zweigelenkbogen, dessen statische Voraussetzungen nicht für alle Zeiten gesichert sind, baut man nicht. Übrigens zeigen die Abbildungen in dem S.schen Aufsatze entgegen dem Text sämtlich überhaupt kein Sohlengewölbe, sondern einen keilförmig eingehängten Balken, der natürlich ohne Armierung nicht denkbar ist und erst recht feste Widerlagerkörper nötig hat.

Bekanntlich besteht der Untergrundbahntunnel größtenteils nicht aus normalen Tunnelquerschnitten der freien Strecke, sondern auf dem größten Teil der Bahn aus Bahnhofs-, Vorraum-, Übergangs- und Aufstellgleisstrecken mit einer, zwei und mehreren Stützenreihen. Schon bei einer Stützenreihe müßte nach Herrn S. die Sohle von mindestens 9 m Breite vier Gelenke erhalten! Wer jemals ganze Tunnelstrecken berechnet hat, weiß, daß hier ein labyrinthisches Fragengebäude auftaucht, das nach dem Gesagten wohl nicht näher betrachtet zu werden braucht.

Übrigens sind Sohlengewölbe bei Untergrundbahnen längst bekannt, außer in Berlin auch in Paris, wo man bereits seit 1898 in dem nach englischem Muster eingeführten Schildvortriebverfahren nach Freilegen der Baugrube Wände und Decke zuerst und dann die Sohle betoniert. Obwohl mit ganz wenigen Ausnahmen in Tunneltiefe Grundwasser nicht vorhanden ist, findet man keine Gelenke. Auf der neuen AEG-Bahnstrecke ist ein Teilstück ebenfalls mit Sohlengewölbe ausgeführt worden, und zwar stellte man hier erst die Sohle her, versah sie nach Gelenkart mit schrägen Ansatzflächen und setzte dann die Seitenwände auf. Wie dürfte wohl dieses Gebilde in seinem End- und Belastungszustande statisch zu erfassen sein?

Die Scheu vor der statischen Behandlung des Tunnelrahmens trägt nach meiner Überzeugung und Erfahrung einzig und allein die Schuld an den eigenartigen Gesundheitsfehlern. Wurden doch jahrelang die wildesten Kombinationen aufgestellt in bezug auf Einspannungsgrade der Sohle und Seitenwände. Von freier Auflagerung bis zu voller Einspannung, nur um die gefürchtete Rahmenberechnung zu umgehen. Der Widersinn trat besonders deutlich bei mehrfach gestützten Sohlen der Aufstellgleisstrecken zutage und führte zwangsläufig zur einzigen Rettung: dem Rahmen. Für ihn bestehen nach den überzeugenden und mit den Berechnungsergebnissen übereinstimmenden deutschen und amerikanischen Pappmodellversuchsergebnissen keine Unübersichtlichkeiten mehr. Wer will z. B. behaupten, daß die unsicher, exzentrisch gelagerte, mit Reibungsmomenten belastete und hebelartig mit dem Zweigelenkdeckengewölbe verbundene Seitenwand Seidelscher Konstruktion ein klares statisches Gebilde ist?

Freilich kann auch der Tunnelrahmen wie jeder Eisenbetonrahmen nicht in einem Guß hergestellt werden. Selbst nicht aus Gußbeton. Aber er kann sinngemäß betoniert werden, so daß jede Betonierungsgrenze die für die statischen Erfordernisse notwendige Ausbildung erhält. Dies geschieht sehr einfach durch Eiseneinlagen, die im abgebundenen Teil bereits haften und die Zugzone sichern sowie durch kräftige Verzahnung und Aufrauhung für die Schubsicherung. Der empfindlichste Teil des ganzen Bauwerks, die Sohle, erhält zweckmäßig Traßzusatz — gute Wässerungsmöglichkeit vorausgesetzt — und wird im Normaltunnel in einem Stück als einheitliche Platte betoniert, die von Außenkante Seitenwand bis Außenkante Seitenwand reicht und bereits die Eckarmierung enthält.

Die hier dargestellten Abb. 1 a und 2 a zeigen, daß der höher gelegte Anker des Deckengewölbes den von Herrn S. behaupteten Vorteil einer Höherlegung des Gleises und damit des ganzen Tunnels nicht bringen kann, da das Profil des freien Raumes bereits die Gewölbelaibung mit einer Ecke berührt. Der Gewölbestift f sowie die lichten Weiten des Tunnels sind in beiden Abb. 1 a und 2 a dieselben. Die gewölbte Sohle bringt fast den doppelten Schotterbedarf und ein Mehr an Erdaushub. Der Hauptnachteil der gewölbten Innenlaibung der Sohle ist aber die erfahrungsgemäß nicht vermeidbare ungleiche Setzung der Schienen je eines Gleises auf verschieden starker Schotterbettung, also eine Vermehrung der dauernden Unterhaltungskosten.

Damit ist die Hauptfrage nach der zweckmäßigen Tunnelform und ihrer Prüfung als einwandfreies statisches Gebilde sowie nach der Anpassungsfähigkeit des letzteren an den Aufbau erledigt.

In den weiteren Ausführungen gibt Herr S. an, daß er sich die allmählich abnehmende Lastverteilungsfläche unter der Sohle des Tunnelrahmens nicht vorzustellen vermag, und kommt ohne strengen Beweis zu der mindestens kühnen Behauptung, daß das Pressungsdiagramm auch bei der gelenklosen Tunnelsohle unter der Seitenwand plötzlich abbricht und für die Sohle selbst nur eine ganz kleine Lasthöhe als Auftrieb verbleibt. Wenn dies der Fall wäre: Wozu dann noch die keilartige Einhängung der Sohlenplatte (sogen. Gelenk) und wozu dann noch die vorherige Herstellung der Seitenwände überhaupt? Färber und ältere Autoren empfehlen sogar die volle rechteckige Verteilung der Seitenwandlasten über die ganze Sohle, eine Forderung, die auch bei Berliner Tunnelbauten eine zeitlang erfüllt wurde.

Die durchgehende rechteckige Verteilungsfläche ist aber nicht nur zu ungünstig, sondern sie ist auch unrichtig. Denn dann müßte der Wert $\frac{EJ}{C}$, worin E der Elastizitätsmodul für Beton oder Eisenbeton, J das Trägheitsmoment der Sohle und C die Bodenziffer bedeuten, gleich ∞ werden. Da E konstant ist, müßte $J = \infty$ oder $C = 0$ werden. Ersteres bedeutet aber eine unendlich starke Sohle und letzteres einen Baugrund nachgiebiger als Wasser; beides ist natürlich nicht möglich.

Die wichtige Frage nach der richtigen Lastverteilung unter der Rahmensohle, also nach der theoretisch einwandfreien Pressungslinie beim stützungsfreien Normaltunnel, dem Tunneltrog, ist entgegen der Behauptung des Herrn S. für die praktischen Erfordernisse vollauf geklärt. Wesentlich für diese Klärung war die Tatsache, daß der einzige unsichere Hauptwert C, die Bodenziffer, wohl schwankt, daß aber diese Schwankung nach übereinstimmender Ansicht aller neueren ernst zu nehmenden Autoren für den tragfähigen Sandboden, den wir mit 3 bis 5 kg/cm² (und in größeren Tiefen noch mehr) mit Sicherheit belasten dürfen, begrenzt ist und daß die Grenzen mit $C = 5$ kg/cm² und $C = 20$ kg/cm² anzunehmen sind. Trägt man sich nun für den Tunneltrog unter der zulässigen Annahme der Proportionalität zwischen elastischer Linie und Pressungslinie für alle Werte von $C = 1$ bis $C = 20$ die Pressungslinien auf, so findet man, daß die der Cosinuslinie ähnlichen Kurven für die Werte $C = 10$ bis $C = 20$ so dicht beisammen liegen, daß sie sämtlich durch eine einzige Gerade ersetzt werden können, die in $\frac{1}{4}$ vom Rahmeneckpunkt beginnt. Für $C = 10$ bis $C = 5$ rückt der Ausgangspunkt der Ersatzgeraden von $\frac{1}{4}$ bis knapp an $\frac{1}{3}$ heran, und für $C = 1$ liegt er fast in Tunnelmitte. Hierbei ist noch der ins Negative übergehende, also nach oben klaffende mittlere Teil der Pressungslinie unberücksichtigt geblieben. Dies bedeutet eine Sicherheit mehr. Stellt man diesen Teil für die Ersatzgeraden $C = 10$ bis $C = 5$ in Rechnung, so deckt er mit Sicherheit noch den kleinen Unterschied von $\frac{1}{12}$ l, so daß das Gesamtgebiet von $C = 5$ bis $C = 20$ durch die von $\frac{1}{4}$ ausgehende Ersatzgerade einwandfrei erfaßt ist. Überdies neigt man mehr der Ansicht zu, daß für tiefliegende Fundamente auf Sandboden von großer Flächenausdehnung, wie sie ja die Tunnelsohle besitzt, nur C-Werte von 10 bis 20 kg/cm² in Frage kommen können. Der Auftrieb des Grundwassers wird selbstverständlich als durchgehende Rechteckfläche für sich berücksichtigt.

Für den Tunnel mit einer und mehreren mittig oder nichtmittig angeordneten Stützen liegen die Verhältnisse für die genauere Erfassung sofort erheblich schwieriger, da man die aus der Tunneldecke kommenden Elastizitätswerte nicht vernachlässigen darf. Einstweilen hilft man sich hier mit Kombinationen, ermittelt für die Lastverteilung den wahrscheinlichsten Verlauf der Biegelinie und sichert sich durch etwas reichlichere Armierung.

Herrn S.s Annahme der übergangslosen Pressungsfläche unter der Rahmensohle ist so abwegig, daß man sie auch ohne die Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und der umfangreichen Literatur über dieses Spezialgebiet (Zimmermann bis Schnidtmann und Hayashi), also rein gefühlsmäßig ablehnen muß. Aus dem Satze von der „plötzlichen“ Ausbreitung der in die Sohle eingetragenen Rechteckkraft zur Dreieck-Verteilungslast kann man vielleicht schließen, daß Herrn S. die oben genannte Theorie nicht bekannt ist.

Das nähere Eingehen auf die Behauptung, daß die Wirkung der elastischen Dehnungen der Gewölbeanker einfach vernachlässigt wird, erledigt sich dadurch, daß sie — die Behauptung — in dieser allgemeinen Form unrichtig ist. Die Dehnungen werden tatsächlich berücksichtigt. Die zahlreichen Berechnungen haben gezeigt, daß sie beim Normaltunnel vernachlässigt werden dürfen. Die gewählten Wandstärken oder Eiseneinlagen brauchten deshalb nicht vergrößert zu werden; der Einfluß ist belanglos. Ebenso belanglos ist beim Normaltunnel der Einfluß dieser Dehnungen und ihrer Formänderungen auf etwaige Reaktionslasten. Bekanntlich muß erst der aktive Erddruck überwunden werden, bevor der passive merkbar wird. Die Biegelinie aus Ankerdehnung erreicht aber an den gefährlichen Stellen bei weitem nicht die des aktiven Erddrucks. Letzten Endes entscheidet in bezug auf Reaktionslasten auch bei nicht normalen Tunnelquerschnitten die Tatsache, daß, wie schon oben erwähnt, die im Boden verbleibenden Bohlen nicht absolut fäulnissicher sind, das Tunnelbauwerk also schon vom Beginn des Fäulnisprozesses an, ja sogar schon nach Austrocknung des Betons, tatsächlich frei steht, bis der Boden wieder nachrückt.

Das gegebene Anschauungsbild von der durchgebogenen Bohle zeigt, wieviel Kraft anzuwenden ist, diese Bohle wieder spannungslos zu machen, bevor der passive Erddruck hervorgerufen werden kann. Die verschwindend kleinen Durchbiegungen aus Ankerdehnung oder Temperatur sind hierzu absolut nicht imstande. Im übrigen stellen ja die auf der Baustelle sichtbaren durchgebogenen Bohlen gar nicht einmal den endgültigen Lastzustand dar, denn dieser tritt erst ein, wenn die Rammträger, zwischen denen die Bohlen eingespannt sind, gezogen worden sind. Außerdem habe ich in den mir von Herrn S. zur Prüfung vorgelegten Berechnungen niemals die Berücksichtigung der beim Gelenkviereck relativ viel größeren Reaktionslasten infolge Schubes aus Decke und Gewölbesohle vorgefunden.

Aus diesen Berechnungen ist aber leicht ersichtlich, daß sie im ganzen um ein Vielfaches länger als die des einfach statisch unbestimmten Troges mit statisch bestimmtem Dreigelenkbogen sind. Allein die Seitenwand ist oben mit zwei statisch unbestimmten Größen behaftet, wozu unten noch aus dem Sohlengewölbe Unbekannte kommen. Zudem ist das gewählte System (drei einbetonierte Gelenke an jedem Auflager des Deckengewölbes!) nicht einmal wirkungsklar konstruiert. Ein Hebelarm von 24 cm Länge an der 460 cm hohen und 70 cm starken Betonwand wird in ein statisch unbestimmtes System gezwängt. Diese Seitenwand ist somit schon für sich ein mit Problemen und statischen Erschwernissen belastetes Gebilde. Nach den Regeln und dem Stande der Eisenbetonstatik kann die hier in Abb. 2 a dargestellte Gesamtkonstruktion des Herrn S. für den gewissenhaften Statiker lediglich ein geschlossener Rahmen mit gebogenen Riegeln

sein, in welchem die oberen und unteren Betonierungsgrenzen an den Gewölbeaufsitzflächen ebenso wie der ganze Rahmen selbst noch durch Bewehrung zu sichern sind.

Wie aber Herr S. die behauptete günstige Wirkung der Sohlengelenke in schalltechnischer Hinsicht ernstlich beweisen will, ist zunächst noch sehr fraglich. Die Sohlenfuge dämpft den Materialschall zwar nach den Seitenwänden hin ab, wäre also allenfalls günstig, wenn ein Hausfundament direkt auf dieser stehen würde. Da Herr S. aber auf Zwischenlagen aus einem anderen Stoffe (Pappe) verzichtet, wird auch dieser Erfolg so gut wie illusorisch. Die Häuser stehen nun aber 6—10 m vom Tunnel entfernt und die Fundamente liegen nur wenig höher als die Tunnelsohlen. Man stelle sich zunächst vor, es wäre etwa 1 m von dem Hausfundament ein Amboß aufgestellt, auf dem mit konstanter Kraft gehämmert werde. Es ist klar, daß die dem Fundament sich durch den Erdboden mitteilenden, hauptsächlich transversalen Wellen hier am wirksamsten sind. Vergrößert man jetzt die Amboßfläche, also setzt den Amboß auf eine größere Eisenplatte, so verringert sich die Wirkung bei gleicher Schlagkraft ähnlich, wie wenn man den Amboß vom Hause weiter entfernt aufgestellt hätte. Stellt man jetzt den Amboß in weiterer Entfernung in einen dickwandigen Eisenkasten, so wird die Wirkung auf das Hausfundament am geringsten sein. Läßt man nun Kasten mit Amboß stehen, durchschneidet nur den Boden des Kastens an den vier Wandrändern, so wird sich sofort die Wirkung erhöhen, ungefähr so, wie früher ohne Kasten. Die fest mit dem Kastenboden verbundenen Wände verbrauchen eben bereits bei der Aufnahme den größten Teil der geleisteten mechanischen Arbeit, und ein weit kleinerer, auf eine größere Fläche verteilter Anteil als durch die Platte allein, wird von dem geschlossenen Kasten an den Erdboden und weiter an die Hausfundamente abgegeben. Man kann dieses Bild ohne weiteres auf den Tunnel übertragen und erkennt, daß die Sohlenfugen die Brummgeräusche in den anliegenden Häusern nicht verringern, sondern vergrößern müssen. Die Wirkung der Radschläge auf die Materialschwingungen — denn um diese und nicht um den Luftschall im Tunnelinnern kann es sich handeln — wird vermindert, je mehr Material mitschwingt; die mit der Sohle festverbundenen Schenkel vernichten wie oben beim Kasten einen großen Teil der Schwingungsenergie, sie ermöglichen außerdem für den in das Erdreich übertragenen Rest seine Zerlegung in transversale Wellen (aus Sohle) und in einen größeren Anteil longitudinaler Wellen (aus Wänden), so daß die Erschütterungsbeanspruchungen der Hausfundamente geringer werden.

Die vorstehenden Ausführungen stellen gewissermaßen einen Kommentar dar zu dem in meinem Aufsatze über den Untergrundbahnhof Belle-Alliance-Straße im Heft 16 des Jahrgangs 1924 dieser Zeitschrift enthaltenen kurzen Abschnitte über den derzeitigen Stand der Unterpflastertunnelstatik. Diesen Abschnitt hat Herr S. zum Ausgangspunkt seiner Ausführungen gemacht. Zum besseren Verständnis und als Zusammenfassung sei deshalb das, was ich vor einem Jahre schrieb, hier noch einmal wiederholt:

„Beim einfachen Tunnelrahmen ohne Mittelstützen bestätigte sich die Annahme dreieckförmiger Verteilung der Seitenwandlasten bei verschiedenen Bodenziffern. Es zeigte sich, daß beim Berliner Sande und nicht allzu sehr voneinander abweichenden Sohlen- und Seitenwandstärken die Dreieckspitze in einem Viertel der Rahmenstützweite angenommen werden kann, wie es bei Berechnungen der älteren Untergrundbahnstrecken ja auch zum Teil üblich war. Grundsätzlich sind die veränderlichen Trägheitsmomente bei der Tunnelrahmenberechnung zu berücksichtigen. Für die Trennung der Seitenwand von der Sohle liegt in statischer Hinsicht kein triftiger Grund vor und gar eine Gelenkfugenanordnung in der Sohle zur Aufnahme eines verankerten oder unverankerten Zweigelenksohlengewölbes in Grundwasserstrecken läßt die Wahrung des Charakters als Tunneltrog vermissen und bleibt ein gefährliches Experiment, selbst wenn bis heute Nachteile an ausgeführten Strecken nicht bekannt geworden sind."

DER DURCHLAUFENDE BALKEN AUF TORSIONSFESTEN UNTERZÜGEN[1]).

Von Dr.-Ing. Hermann Craemer, Düsseldorf.

Übersicht. Zunächst werden Kräftespiel und Verformung von Stäben verschiedenartigster Auflagerung unter Angriff von Momenten quer zur Stabachse betrachtet. Hierdurch ist alsdann die Auflagerung von Balken auf torsionfesten Unterzügen rechnerisch erfaßbar gemacht. Der u. U. wesentliche Einfluß wird zahlenmäßig gezeigt.

Problem: In der Praxis des Eisenbetonbaus ist es meist üblich, Balken und Platten, die mit den sie tragenden Unterzügen monolith verbunden sind, unter der Annahme zu berechnen, daß das stützende Konstruktionsglied einer Verdrehung der Endtangenten keinen Widerstand entgegensetzt. Tatsächlich aber wirken dieselben vermöge ihrer Widerstandsfähigkeit gegen Verwindung einer Verdrehung der Auflagertangenten entgegen. Das hierbei entstehende Moment wird dann von ihnen in Form von Verwindungsmomenten an ihre Auflager abgeführt[2]).

Die vorliegende Abhandlung stellt es sich nun zur Aufgabe, auf rechnerischem Wege die statischen Verhältnisse von Balken[3]) auf torsionsfesten Unterzügen klarzulegen. Abgesehen davon, daß das Hookesche Gesetz und die Bernoullische Annahme vom ebenbleibenden Querschnitt für Eisenbeton nur eine sehr ungenaue Rechnungsgrundlage abgeben, besteht hier noch die Schwierigkeit einer einwandfreien Erfassung der Torsion von Eisenbetonbalken und -plattenbalken. Insofern ist die gegebene Lösung — wie jede Rechnung im Eisenbeton — nur als Annäherung zu betrachten, die nicht mathematisch mit der Wirklichkeit übereinstimmen kann und der Prüfung und Ergänzung durch den Versuch bedarf.

Abb. 1.

Gedankengang der Lösung: Zur Berechnung des über ein oder mehrere Felder durchlaufenden Balkens auf torsionsfesten Unterzügen, siehe Abb. 1, stützen wir uns auf die Theorie des elastisch drehbar gelagerten Balkens, wie sie vornehmlich von W. Ritter (Schw. Bauzeitung 1911) ausgebildet wurde. Dieselbe führt als „Elastizitätsmaß der Stützung" den Winkel in die Rechnung ein, um den sich die Auflagertangenten unter einem Auflagermoment „1" drehen. Bestimmt man nun für

---

[1]) Geschrieben Anfang 1922.

[2]) Vgl. die Kritik der üblichen Rechnungsweise durch Langfritz in Beton und Eisen 1922, S. 258.

[3]) Das Problem der Platten soll in einem späteren Aufsatze behandelt werden.

den Fall der Stützung durch verwindefeste Unterzüge die Größe von deren Verwindung unter einem quer zur Stabachse angreifenden Moment „1", so läßt sich aus der Bedingung „Verwindungswinkel des Unterzugs gleich Neigung der Endtangente des Balkens" in gleicher Weise wie bei Ritter die Überzählige — hier das angreifende Verwindungsmoment — angeben.

I. Grundgleichungen des tordierten Stabes.

Wird ein homogener, prismatischer Stab durch zwei an seinen Enden angreifende Momente, die wegen ihrer Richtung quer zur Stabachse „Quermomente" heißen mögen, deformiert, so verdrehen sich zwei ursprünglich parallele Linien der Endquerschnitte um den Winkel

$$\tau = \frac{M\,s}{G\,J_s} \tag{1}$$

wo G der Gleitmodul und J eine vom Querschnitt abhängige Größe ist, die außer von der Querschnittsgröße auch sehr wesentlich von deren Gestalt abhängig ist, siehe Abb. 2. C. v. Bach (Elastizität und Festigkeit, 5. Aufl.) hat auf dem Versuchswege für rechteckige Querschnitte der im Eisenbetonbau üblichen Seitenverhältnisse ermittelt:

Abb. 2.

$$J_s = \frac{F^4}{40\,J_p}$$

wo J_p das polare Trägheitsmoment ist. Inwieweit diese Angabe auf unseren Baustoff anwendbar bleibt und welchen Anteil die mit dem Unterzug meist verbundene Platte an der Aufnahme der Kräfte nimmt, soll hier unerörtert bleiben.

Mit m = 4, also G = 0,4 E und der Abkürzung

$$J_d = \frac{F^4}{100\,J_p} \tag{2}$$

wird dann

$$\tau = \frac{M\,s}{E\,J_d} \tag{3}$$

Etwaige anderweitige Bestimmung von m oder J_s wirkt sich nur in der Größe von J_d aus, so daß die folgende Theorie in gleicher Weise anwendbar bleibt.

1. Der einseitig eingespannte Balken.

Verwindungen und Quermomente, die in der perspektivischen Darstellung, in Richtung des Beschauers gesehen, rechtsdrehend sind, sollen als positiv gelten. Greift im Abstande a (Abb. 3) von der Einspannstelle ein konzentriertes Quermoment M an, so ist die Auflagerreaktion

$$M_a = M$$

Bezeichnet man nun als das „scherende Moment" eines Stabquerschnitts das Moment aller im abgeschnittenen Stabteil wirkenden äußern Kräfte in bezug auf die Stabachse oder, was dasselbe ist, das Moment aller Schubkräfte des Querschnitts in bezug auf den Querschnittsschwerpunkt, so ist für $0 < x < a$ das scherende Moment

$$M_x = M.$$

Die Verwindung an dieser Stelle ist

$$\tau_x = \frac{M\,x}{E\,J_d}, \tag{4}$$

dagegen für $x > a$:

$$\tau_x = \frac{M\,a}{E\,J_d};$$

sie ist also gleich dem Inhalt der durch $E\,J_d$ reduzierten Schermomentenfläche zwischen der Einspannstelle und dem betrachteten Querschnitt. Ist der Stab durch mehrere Einzelmomente oder auch durch Streckenmomente m (in mt/lfdm) belastet, so gilt dasselbe, denn es addieren sich die aus den einzelnen M und m ds herrührenden Momentenflächen und damit auch die Verwindungen.

2. Der beiderseits eingespannte Balken.

Das Problem ist einfach statisch unbestimmt, da den zwei gesuchten Auflagerquermomenten nur eine statische Bedingung (Summe aller Quermomente gleich null) entgegensteht.

Unter Annahme aus beliebiger Ursache herrührender Anfangsverdrehungen τ_a und τ_b an den Einspannstellen, siehe Abb. 4, ist die Verwindung unter der Last M:

$$\tau = \tau_a + M_a \frac{s}{E\,J_d} = \tau_b + M_b \frac{s-a}{E\,J_d},$$

außerdem ist

$$M_a + M_b = M,$$

also

$$M_a = M\,\frac{s-a}{a} + (\tau_b - \tau_a)\,\frac{E\,J_d}{s} \tag{5}$$

und

$$M_b = M\,\frac{a}{s} + (\tau_a - \tau_b)\,\frac{E\,J_d}{s} \tag{6}$$

Die Einflüsse aus äußerer Last und Widerlagerverwindung erscheinen hierbei getrennt in den beiden Summanden. Die Verwindung an der Stelle ist, wenn $x < a$,

Abb. 3.

Abb. 4.

$$\tau_x = M\,\frac{x\,(s-a)}{s\,E\,J_d} + \tau_a\,\frac{s-x}{s} + \tau_b\,\frac{x}{s}. \tag{7}$$

Aus der Abb. 4 ist die Bedeutung der drei Glieder in Gl. (7) deutlich zu ersehen. Unter der Last M ist insbesondere

$$\tau = M_s\,\frac{a\,(s-a)}{E\,J_d} + \tau_a\,\frac{s-a}{s} + \tau_b\,\frac{a}{s}. \tag{8}$$

Im Falle $\tau_a = \tau_b$ müssen der positive und negative Teil der Schermomentenfläche unter sich gleich sein; bei Widerlagerbewegung jedoch ist die Abszissenachse um den Betrag

$$E\,J_d\,\frac{\tau_a - \tau_b}{s}$$

nach oben zu rücken. Die Abwicklung der auf einen Zylinder vom Radius 1 projizierten Verwindungslinie kann aufgefaßt werden als Seilpolygon des als Kraft angesehenen reduzierten Quermoments $\frac{M}{E\,J_d}$, dessen Schlußlinie um die Beträge τ_a und τ_b an den Enden verschoben worden ist. Das gleiche gilt wegen des Superpositionsgesetzes auch für zusammengesetzte Belastung. Es sei noch hingewiesen auf die Analogie dieses Satzes mit bekannten Formänderungssätzen der ebenen Statik.

Bei gleichzeitigem Einwirken von Querkräften und Quermomenten lassen sich diese zu außerhalb der Stabachse wir-

kenden Kräften zusammenfassen, Abb. 5, ebenso auch die Auflagerkräfte und -momente. Die Primärkraft und ihre Reaktionen liegen in einer Ebene, die jedoch nicht (wie Dr.-Ing. Rausch fälschlich in Dt. Bauztg. 1923, Zem.-Beil., S. 3 angibt) parallel zur Stabachse ist, da ihre Lage außer von den Verwindemomenten noch von den Biegemomenten, d. h. vom Biegungselastizitätsmaß der Stützung abhängt.

Abb. 5.

3. Der durchlaufende Rahmen unter Angriff von Quermomenten.

Wir legen die aus der Theorie des durchlaufenden Rahmens geläufige Voraussetzung ruhender Knotenpunkte mit derselben Berechtigung auch hier zugrunde. Zunächst werde ein Rahmen von beliebiger Felderzahl betrachtet, Abb. 6; am Endpunkt des kten Balkenfeldes oder am Kopf der Stütze k möge ein Quermoment „1" angreifen. Das in den Balken übergehende Moment sei $\mu_k M = \mu_k$; das von der Stütze k aufgenommene ist dann $1 - \mu_k$. In gleicher Weise nennen wir $\mu_k \mu_{k-1}$ den beim Übergang über die Stütze „k − 1" in den Balkenteil k gelangenden Teil des Momentes, so daß also die Stütze „k − 1" den Rest von $\mu_k (1 - \mu_{k-1})$ aufzunehmen hat.

Bezeichnen wir weiter mit ε_k bzw. ε_{k-1} den E-fachen Winkel, um den sich der k^te^ und (k − 1)^te^ Stützenkopf unter einem dort quer zur Rahmenebene angreifenden Moment „1" dreht, so ist

$$E \tau_k = (1 - \mu_k)\, \varepsilon_k$$

und

$$E \tau_{k-1} = \mu_k (1 - \mu_{k-1})\, \varepsilon_{k-1}.$$

Ferner bestimmt sich die Verwindung der Stützenköpfe gegeneinander zu

$$\tau_k - \tau_{k-1} = \mu_k \frac{s_k}{E J_{dk}}.$$

Führt man

(9a) $$\varphi_{kk} = \frac{\varepsilon_{k-1} J_{dk}}{s_k}$$

und

(9b) $$\varphi_{k,k-1} = \frac{\varepsilon_{k-1} J_{dk}}{s_k}$$

ein, so wird

(10) $$\mu_k = \frac{\varphi_{k,k}}{1 + \varphi_{kk} + \varphi_{k,k-1}(1 - \mu_{k-1})}$$

Die Übergangsziffer μ_k ist das Maß für den Anteil des an dem Knotenpunkt k angreifenden Schermoments, das in den Balkenteil jenseits dieser Stütze gelangt.

Für φ = konst. insbesondere ist

(11) $$\mu_k = \frac{\varphi}{1 + 2\varphi - \varphi \mu_{k-1}};$$

ist der Träger unendlich lang, so ist infolge $\mu_\infty = \mu_{\infty-1}$:

(11a) $$\mu_\infty = \frac{1 + 2\varphi - \sqrt{1 + 4\varphi}}{2\varphi}$$

Im allgemeinen werden die φ und damit auch die μ ziemlich kleine Werte sein, so daß für den regelmäßigen Träger in erster Annäherung gesetzt werden kann:

(11b) $$\mu = \frac{\varphi}{1 + 2\varphi}$$

Der bei Benutzung von Gl. (11) notwendige Anfangswert μ_0 ist stets null, da die Endstütze h_0 den ganzen im Balkenteil s_1 wirkenden Betrag des Schermoments aufnehmen muß.

Abb. 6.

Abb. 7.

Abb. 8.

Die von der Belastung unabhängigen Festwerte μ können nun, ähnlich wie beim auf Biegung beanspruchten Durchrahmen, für die feldweise Untersuchung des Systems verwandt werden. Wir betrachten hierzu die Belastung des Feldes s_k mit einem Einzelmoment M (Abb. 7). Die unmittelbar rechts und links vom Lastangriff herrschenden Schermomente seien M_k und M_{k-1}, ferner nennen wir μ'_{n-k} den Reduktionswert eines vor der Stütze h_k den Balkenteil s_{k-1} beanspruchenden Momentes; falls φ = konst., ist dann natürlich $\mu'_{n-k} = \mu_{n-k}$. Von dem gesuchten Moment M_{k-1} geht der Anteil $\mu_{k-1} M_{k-1}$ in den Balkenteil s_{k-1}; der Rest $(1 - \mu_{k-1}) M_{k-1}$ geht in die Stütze und erzeugt in ihrem Kopf eine Verdrehung

(12) $$\tau_{k-1} = (1 - \mu_{k-1}) \frac{\varepsilon_{k-1}}{E} M_{k-1} = (1 - \mu_{k-1})\, \varphi_{k,k-1} \frac{M_{k-1}\, s_k}{E J_{dk}}$$

entsprechend ist

(13) $$\tau_k = (1 - \mu'_{n-k}) \frac{\varepsilon_k}{E} M_k = (1 - \mu'_{n-k})\, \varphi_{kk} \frac{M_k\, s_k}{E J_{dk}}$$

Setzt man diese Werte sinngemäß in Gl. (5) und (6) ein und löst nach M_k und M_{k-1} auf, so wird

$$(14a)\qquad M_{k-1} = M\,\frac{1-\xi+(1-\mu'_{n-k})\,\varphi_{kk}}{1+\varphi_{k,k-1}\,(1-\mu_{k-1})+\varphi_{kk}\,(1-\mu'_{n-k})}$$

$$(14b)\qquad M_k = M\,\frac{\xi+(1-\mu_{k-1})\,\varphi_{k,k-1}}{1+\varphi_{k,k-1}\,(1-\mu_{k-1})+\varphi_{kk}\,(1-\mu'_{n-k})}$$

Die Verbindungen τ_a und τ_b bestimmen sich aus (12) und (13) zu

$$(15a)\qquad \tau_{k-1} = M\,\frac{s_k}{E\,J_{dk}}\cdot\frac{\varphi_{k,k-1}\,(1-\mu_{k-1})\left[1-\xi+(1-\mu'_{n-k})\,\varphi_{kk}\right]}{1+(1-\mu_{k-1})\,\varphi_{k,k-1}+(1-\mu'_{n-k})\,\varphi_{kk}}$$

$$(15b)\qquad \tau_k = M\,\frac{s_k}{E\,J_{dk}}\cdot\frac{\varphi_{kk}\,(1-\mu'_{n-k})\left[\xi+(1-\mu_{k-1})\,\varphi_{k,k-1}\right]}{1+(1-\mu_{k-1})\,\varphi_{k,k-1}+(1-\mu'_{n-k})\,\varphi_{kk}}$$

Das in der oben gekennzeichneten Weise gestützte Balkenfeld s_k ist, wie man leicht erkennt, in seinem Verhalten gleichwertig einem Balken von der Länge:

$$s_k\left[(1-\mu'_{n-k})\,\varphi_{kk}+1+(1-\mu_{k-1})\,\varphi_{kk}\right]$$

s. Abb. 8, der an den Enden eingespannt ist. Unter Verwendung der im Abschnitt I, 2, abgeleiteten Sätze lassen sich dann die Reaktionen M_k, M_{k-1} und die Verwindungen τ_k, τ_{k-1} unmittelbar als Auflagerdrücke bzw. Momente der auf das Ersatzsystem wirkenden „Kraft" M ablesen. Die in die Stützen gehenden Anteile lassen sich mit Hilfe der μ, wenn der gesamte Kräfteverlauf bekannt ist, ebenfalls einfach bestimmen.

Da es wichtig ist, zu wissen, ob und mit welcher Genauigkeit bei der Untersuchung von Torsionswirkungen der tordierte Stab an den Kreuzungsstellen als fest eingespannt angesehen werden darf, d. h. ob der „Ersatzträger" wesentlich länger ist als die zugehörige Feldweite, sollen hierfür einige Beispiele gebracht werden.

1. Gegeben sei ein zweistieliger, an den Füßen eingespannter Rahmen, dessen Riegel durch Quermomente beansprucht werde. Es ist

$$\varphi = \frac{h\,J_d}{J\cdot 4\,l}.$$

Für beispielsweise $l = 3$ m; $h = 4{,}5$ m bei einem Querschnitt des Balkens von 30/60 cm und der Ständer von 30/30 cm wird $J = 6{,}75$ dm⁴, $J_d = 15{,}48$ dm⁴ (s. Gl. 2), also $\varphi = 0{,}860$ und die Länge des Ersatzträgers $(1+2\varphi)\,l = 2{,}72\,l$.

Dagegen wird für $l = 5{,}00$, $h = 3{,}00$ bei einem Querschnitt des Balkens von 25/50 cm und der Stiele von 35/35 cm mit $\varphi = 0{,}090$ diese Länge $(1+2\varphi)\,l = 1{,}18\,l$.

2. Mittelfeld eines fünffeldrigen Rahmens. Für $l = 3$ m, $h = 4{,}5$ m, $J = 6{,}75$ dm⁴, $J_s = 15{,}48$ dm⁴ wie im vorigen Beispiel wird $\varphi = 0{,}86$, also nach Gl. (11):

$$\mu_0 = 0;\ \mu_1 = \frac{0{,}860}{1+2\cdot 0{,}860} = 0{,}316;\ \mu_2 = \frac{0{,}860}{1+1{,}72-0{,}86\cdot 0{,}316} = 0{,}351;$$

nach der Näherungs-Gl. (11b) hatte man erhalten: $\mu = 0{,}316$.

Die Länge des Ersatzsystems für das Mittelfeld wird sonach $l\,[1+2\,\varphi\,(1-\mu_2)] = 2{,}12\,l$ gegenüber $2{,}72\,l$ beim Zweistielrahmen gleicher Abmessungen.

Für $l = 5{,}00$, $h = 3{,}00$ m, $J_d = 7{,}53$ dm⁴, $J = 12{,}5$ dm⁴ wie im zweiten Teil des ersten Beispiels erhält man auf gleichem Wege eine Ersatzlänge von $1{,}166\,l$.

Man erkennt hieraus, daß bei starken Säulen die Zahl der Nachbarfelder eine ganz geringe Rolle spielt (1,166 gegen 1,18), daß aber bei verhältnismäßig schwachen Säulen der einspannende Einfluß der Nachbarfelder merkbar wird (2,12 gegen 2,72) sowie daß bei schwachen Säulen eine verwindefeste Einspannung keinesfalls angenommen werden darf; erst von Steifigkeitszahlen φ von etwa 0,10 an abwärts hat diese Annahme einige Berechtigung.

II. Der Balken mit verwindungsfesten Unterzügen.

Nachdem im ersten Abschnitt Kräftespiel und Verformungen von Stäben und Rahmenwerken unter Angriff von Quermomenten erörtert worden sind, ist die einspannende Wirkung verwindefester Unterzüge[4]) auf einem mit ihnen monolith verbundenen Balken, insbesondere Durchlaufbalken, ohne Schwierigkeit bestimmbar. Da die durch Nachgiebigkeit der Anschlußstäbe hervorgerufene Verwindung der Endquerschnitte sich stets durch Einführung des Ersatzstabs berücksichtigen läßt, dessen Länge um so größer ist, je weniger steif die Anschlußsysteme sind, so kommt für das Folgende nur der einseitig oder beiderseits fest eingespannte Unterzug in Frage. Die Einsenkungen der Querträger an den Kreuzungsstellen sind im allgemeinen im Vergleich zu den Formänderungen des schwächeren Längsträgers gering und werden in den herkömmlichen Rechnungsverfahren daher vernachlässigt. Ebenso wie einer Senkung setzen die Querträger aber meist auch der Verdrehung der Längsträger einen beträchtlichen Widerstand entgegen, der noch dadurch erhöht wird, daß die meist vorhandene Platte an den Verwindungen des Querträgers teilnimmt.

Sofern man also von den Einsenkungen des Querträgers absieht, gelten die in der Theorie des Balkens mit elastisch

Abb. 9.

drehbarer Stützung abgeleiteten Beziehungen auch für das vorliegende Problem, und es bleibt nur übrig, das Elastizitätsmaß der Stützung ε für die hier behandelte Stützungsart zu bestimmen. Dasselbe ergibt sich bei einseitiger Einspannung, wenn das Quermoment „1" im Abstand ξs vom Auflager angreift (s = Stablänge), zu

$$(1)\qquad \varepsilon = \frac{\xi\,s}{J_d}$$

und bei beiderseitiger Einspannung nach Gl. 8), I, zu

$$(2)\qquad \varepsilon = \frac{\xi\,(1-\xi)}{J_d}$$

Die weitere Rechnung folgt dann einem der bekannten Verfahren für den elastisch drehbar gelagerten Durchbalken.

[4]) Vgl. die einen Teil des Problems behandelnden Ausführungen von Dr.-Ing. Wiesener, Bauingenieur 1922, Heft 3.

Im Hochbau haben wir es nun meist mit einer ganzen Schar von parallelen Längsbalken zu tun, die an den Kreuzungsstellen in dem sie unterstützenden Unterzug oder Rahmensystem (vgl. Abschnitt I, 3) elastisch eingespannt sind und sich wegen der monolithischen Verbindung des Ganzen auch gegenseitig beeinflussen. Die exakte Erfassung dieser Wirkung ist äußerst schwierig und im Hinblick auf die Unzuverlässigkeit der zugrunde liegenden Annahmen auch wenig lohnend; es soll daher nur in großen Zügen das Wesen dieser Beeinflussung gezeigt werden. Wir betrachten zunächst ein System von einfeldrigen Unterzügen mit zwei sie kreuzenden Parallelbalken; ist nur einer derselben belastet, s. Abb. 9, so wird er trotzdem den Nachbar zur Teilnahme an seinen Formänderungen zwingen und infolgedessen selbst geringere Beanspruchungen erhalten wie bei Nichtvorhandensein des Parallelbalkens. Wie die Verschraubungslinien der Abb. 9 zeigen, ist diese Wirkung mit einer verstärkten Einspannung infolge Verkürzung des Unterzuges um die Strecke a—b zu vergleichen.

Wird nun auch der Nachbar belastet, so erhält der ursprünglich allein belastete erste Längsbalken zu den aus seiner eigenen Belastung sich ergebenden Verformungen noch diejenigen, die dadurch entstehen, daß der belastete Nachbar ihn nun seinerseits in Mitleidenschaft zieht; die Beanspruchung ist nun größer als bei nicht vorhandenem Parallelbalken. Abb. 10 zeigt stark ausgezogen die Verschraubung des Unterzugs bei Belastung nur eines Längsbalkens, dünn denselben Fall bei Außerachtlassung der einspannenden Wirkung des Nachbarn und punktiert für beiderseitige Last.

Wegen der Verschraubung der zwischen den Längsbalken gelegenen Unterzugsstrecke beeinflussen sich diese nun um so weniger, je weiter sie auseinander liegen. Mit Hilfe eines für das System der Abb. 9 abgeleiteten Rechnungsverfahrens, dessen Wiedergabe hier zu weit führen würde, konnte der Verfasser feststellen, daß für normale, etwa $^1/_3$-Teilungen, diese Beeinflussung schon sehr gering ist; man wird also ohne allzu großen Fehler jeden einzelnen Balken als sich selbständig verformend nach den zu Beginn dieses Abschnitts dargelegten Grundsätzen berechnen, d. h. die in Abb. 10 dünn ausgezogene Verschraubungslinie zugrunde legen können.

Abb. 10.

Wenn schon die dasselbe Unterzugsfeld kreuzenden Längsbalken sich nicht wesentlich beeinflussen, so wird dasselbe in noch höherem Maße für die in den anschließenden Feldern aufliegenden Balken gelten, da die für den Stützenkopf des Unterzugs überschreitenden Schermomente nach Abschnitt I, 3 meist ganz gering sind.

Sowohl die bei unbelasteten Nachbarn eintretende Entlastung als auch die zusätzlichen Beanspruchungen infolge Belastung benachbarter Längsbalken werden also praktisch keine große Rolle spielen.

Die Berechnung des horizontalen Balkenrostes als Ganzes wird demnach noch weniger erforderlich sein, als es im allgemeinen notwendig ist, die in verschiedenen Stockwerken übereinander liegenden Unterzüge, die sich in ganz ähnlicher Weise durch die Säulen hindurch beeinflussen, auf gemeinsame Wirkung, d. h. als Stockwerkrahmen, zu untersuchen[5]).

Zum Schluß soll nun noch die praktische Tragweite des in vorstehender Abhandlung Gebrachten an Hand eines Beispiels erörtert werden. Abb. 11 stelle das Balken- und Unterzugssystem einer Lagerhausdecke dar. Die Längsbalken erstrecken sich über drei, die Unterzüge über sehr viele Felder; die Stützenfüße seien fest eingespannt. Die in der Mitte der Unterzüge aufliegenden Längsträger seien unter Beachtung der elastischen Einspannung zu untersuchen.

Zunächst erhält man die Trägheitsmomente der Stützen und Längsträger zu $J_s = 213\,500$ cm^4 und $J = 540\,000$ cm^4 sowie den Widerstand des Unterzugs gegen Verwindung nach Gl. (2), I, zu $J_d = 315\,000$ cm^4. Mit dem Biegungselastizitätsmaß der Säule $\varepsilon = \frac{h}{4\,J_s}$ erhält man weiter nach Gl. (9), I:

$$\varphi = \frac{h\,J_d}{4\,J_s\,s} = \frac{4{,}0 \cdot 315}{4 \cdot 213{,}5 \cdot 4{,}0} = 0{,}37.$$

Wegen der beiderseits weiten Ausdehnung der Unterzüge ist die Übergangsziffer nach Gl. (11a), I, zu bestimmen:

$$\mu_\infty = \frac{1 + 2 \cdot 0{,}37 - \sqrt{1 + 4 \cdot 0{,}37}}{2 \cdot 0{,}37}.$$

Die Länge des Ersatzbalkens wird dann:

$$s' = s\,[1 + 2\,\varphi\,(1 - \mu)] = 6{,}3 \text{ m},$$

somit das Elastizitätsmaß der Querträger:

$$\varepsilon = \frac{0{,}5 \cdot 0{,}5\,s}{315\,000} = 5{,}0 \cdot 10^{-4}\ \text{cm}^{-3}$$

Nachdem dieses bestimmt ist, können nach einem der bekannten Verfahren für elastisch eingespannte Durchbalken die Momente links und rechts vom Auflager sowie die Feldmittenmomente ermittelt werden. Der Rechnungsgang bietet an sich nichts Neues, weswegen hier nur das Ergebnis mitgeteilt wird. Für gleichmäßig verteilte Last zeigt die Tabelle die aus ständiger und ungünstigst angeordneter Nutzlast herrührenden Momentenwerte (in Klammern sind die bei Schneidenlagerung gültigen Werte beigefügt).

Die Zusammenstellung lehrt, daß bezüglich der ständigen Last eine wesentliche Ersparnis durch die genaue Rechnung nicht erzielt wird; die Verdrehungen infolge ständiger Last sind an und für sich gering, so daß die Torsionsfestigkeit der Unterzüge nicht zur Geltung kommt. Für das Mittelmoment des zweiten Feldes ist sogar eine Erhöhung zu verzeichnen, die darin ihren Grund hat, daß durch Unterzugssteifigkeit die entlastende Wirkung der Nebenfelder sich nicht auswirken kann. Dagegen tritt in vorliegendem Beispiel für die Feldmomente infolge Nutzlast eine Entlastung von rd 16—36 % und für die negativen Feldmomente eine solche von sogar fast 65 % ein. Bei kurzen, steifen Querträgern wird der Unterschied gegenüber der herkömmlichen Rechnungsweise noch deutlicher werden,

Abb. 11.

und besonders bei hohen Nutzlasten, wie sie bei Brückentafeln, Lagerhäusern usw. vorhanden sind, wird sich das hier gegebene Verfahren unbedingt lohnen.

	Ständige Last	Maximum aus Nutzlast	Minimum aus Nutzlast
Feldmoment M_1	+ 0,0606 (+ 0,08)	+ 0,0758 (+ 0,10)	— 0,0152 (— 0,025)
Feldmoment M_2	+ 0,0340 (+ 0,025)	+ 0,0643 (+ 0,075)	— 0,0303 (— 0,05)
Stützmoment $M_{L,1}$	— 0,0985 (— 0,10)	— 0,1074 (— 0,117)	—
Stützmoment $M_{R,1}$	— 0,0910 (— 0,10)	— 0,1053 (— 0,117)	—

[5]) Die von Wiesener festgestellte verhältnismäßig starke gegenseitige Beeinflussung eines Systems von sechs zwischen nur zwei Unterzüge gespannten, also einfeldrigen Längsbalken ist darauf zurückzuführen, daß diese als Balken auf zwei Stützen ein an sich gegenüber den hier vorzugsweise betrachteten Durchbalken größeres Formänderungsbestreben haben, wodurch die verspannende Wirkung der Unterzugsverwindung mehr zur Geltung kommt.

REFORM DER VERKEHRSMITTEL-DEPOTS UND AUTO-GARAGEN-NEUBAU-DEPOTS.

Von Architekt und Bauing. Max Schröder, Spremberg i. L.

Die Lösung der jetzt immer mehr in dem Vordergrund stehenden und täglich sich häufenden, kaum übersehbaren Verkehrsfragen der Großstadt bereitet dem Verkehrstechniker der Millionen-Großstädte von Tag zu Tag nicht zu unterschätzende Schwierigkeiten, die sich von heut auf morgen nicht sogleich restlos zur vollsten Befriedigung — besser gesagt, nicht zu einer einigermaßen vollkommenen Befriedigung der Allgemeinheit — lösen lassen.

Man kann ruhig sagen, daß die sich fast überstürzenden Verkehrsverhältnisse in den letzten Jahren sich zu einer Eiltempogeschwindigkeit ausgewachsen haben. Von einem in absehbarer Zeit gegebenenfalls eintretenden Stillstand kann vorläufig nicht geredet werden, dagegen spricht bis jetzt vorhandenes statistisches Material dafür eine deutliche Sprache, daß zurzeit durchgreifende Maßnahmen getroffen werden müssen, die die gesamten Verkehrsfragen wieder in geordnete ruhige Bahnen lenken. Es läßt sich auch beim besten Willen nicht voraussehen, auch dann nicht, wenn noch so einwandfreies statistisches Material vorliegt, in welchem Maße der verwickelte Riesenverkehr mit seinen vielseitigen Beförderungsmitteln in den kommenden nächsten Jahren und Jahrzehnten zunehmen wird.

Mehrgeschossiger Stockwerk-Depot-Hochhausbau.

Man vergleiche nur einmal die Zahlen der angemeldeten Kraftfahrzeuge in Berlin. Sie betrugen beispielsweise am 1. Juli 1923 rund 21 000 und jetzt, Mitte dieses Jahres, rund 35 000, das entspricht einer durchschnittlichen Zunahme augenblicklich von etwa 20 Stück pro Tag.

Diese angenommenen Durchschnittszahlen geben noch lange keinen restlosen Aufschluß und können daher auch nicht als endgültiger Maßstab für die künftigen Verkehrsverhältnisse angelegt werden, da man heute keinesfalls voraussehen kann, wie sich der jetzt schon äußerst komplizierte Verkehr in den allernächsten Jahren gestalten wird. Aber man kann diese Zahlen heute schon als ein Warnungssignal von ungeheurer Tragweite ansehen, und der Verkehrstechniker wird zweifelsohne gut tun, heute schon wirksame Maßnahmen von einschneidendster Bedeutung zu ergreifen, um künftig gegen den Ansturm von vielleicht heute noch nicht vorauszusehenden Möglichkeiten auf alle Fälle gewappnet zu sein.

Nach den bisherigen bekannten Erfahrungen kann man wohl heute schon mit ziemlicher Sicherheit annehmen und als feststehende Tatsache gelten lassen, daß in Zukunft zunächst das Auto in allen Städten, gleichviel ob Klein- oder Großstadt, dasjenige Hauptverkehrsmittel sein wird, welches den weitaus größten Verkehr, gleichviel ob es sich um Personen-, Güterverkehr oder als Beförderungsmittel handelt, zu bewältigen übernimmt. Kenner des Automobilwesens wollen voraussehen, daß sich die Zahl der Kraftwagen in den kommenden Jahren verdoppeln, wenn nicht gar verdreifachen wird. Und wir haben heute schon stellenweise Beweise dafür vorliegen, daß diese Schätzung richtig ist.

Es wird die Zeit kommen, wo das Auto Gemeingut des Volkes genau wie in Amerika sein wird.

Unsere schnellebige Zeit steuert mit einer tödlichen Sicherheit darauf zu. Nun stelle man sich einmal diese ungeheuren Wagenmassen in den Hauptverkehrsstraßen einer Millionen - Großstadt vor, und damit die Frage, wo und wie wird man praktischerweise solche zunächst nur nach Hunderttausenden zählenden Fahrzeuge unterbringen?

Es ist also die Zeit gekommen, wirksame Vorsichtsmaßnahmen zu treffen. Durch das ständige Zunehmen der Fahrzeuge wird zweifellos in absehbarer Zeit auch schon jetzt, ohne daß das Auto Volksgemeingut ist, eine Garagennot, wenn ich mich so ausdrücken darf, wie unsere gerade zur Epidemie gewordene Wohnungsnot, eintreten. Die bis jetzt vorhandenen Möglichkeiten langen zur Unterbringung von Autos schon längst nicht mehr aus; es werden keine zwei bis drei Jahre vergehen, wo nicht die Garagenfrage zu einer brennenden Tagesfrage geworden ist.

Der Ruf: „Schafft Garagen!“ wird aus dem Munde aller Kraftwagenbesitzer ertönen.

Die Nachkriegszeit erforderte aus allerlei Gründen und verschiedenen Umständen die Umstellung zahlloser Betriebe, um wieder leistungsfähig zu werden, und jetzt ist die Zeit gekommen, da auch der Verkehrstechniker durch die gegebenen Verhältnisse notgedrungenerweise gezwungen ist, sich umzustellen, um weiter klare Übersicht zu behalten, anderseits aber auch, um die nötige scharfe Kontrolle ebenfalls ausüben zu können.

Klare Übersicht und scharfe Kontrolle haben von jeher Gewähr für einen geordneten, sich rentierenden Betrieb geleistet.

Die Depots aller Verkehrmittel bedürfen einer gründlichen Reform. Also Straßen- und Hochbahn- sowie Autobusdepots, Eisenbahn-Lokomotivschuppen u. a. m. und nicht zuletzt auch die Autogaragen.

Ausfahrt.
Fussgänger-Steig. Fussgänger-Steig.
Verkaufs- und Ausstellungsräume Autobereifung.
Verkaufs- und Ausstellungsräume Klein-Autos und Motorräder.
Reparatur-Werkstätten Autobereifung.
Reparatur-Werkstätten Klein-Autos u. Motorräder.
Büro Büro
Einfahrt. Fussgänger-Steig. Fussgänger-Steig.
Hof Kessel-Raum Maschinen-Halle Hof
Fussgänger-Steig. Fussgänger-Steig. Ausfahrt.
Reparatur-Werkstätten Last-Autos.
Reparatur-Werkstätten Luxus- u. Personen-Autos.
Verkaufs- und Ausstellungsräume Last-Autos und Anhänger.
Verkaufs- und Ausstellungsräume Luxus- u. Personen-Autos.
Fussgänger-Steig. Fussgänger-Steig.
Einfahrt.
-Pater-Noster Aufzüge.

Steigung 1:125 — Fahrtrichtung aufwärts
Rampe
Gefälle 1:100 — Fahrtrichtung abwärts.
Fahrtrichtung aufwärts
Fahrtrichtung abwärts.
Steigung 1:125 Gefälle 1:100 Gefälle 1:100 Steigung 1:125

Verwaltungsgebäude.
3. Stockw. Kantine.
4. " Kasino.
5. " Wohnung des Kasino- und Kantinenwirtes.
6-8 " Verwaltungs-Büros.
9-12 " Schlafräume für durchreisende Chauffeure
13-15 " Reserve-Räume.
Darüber Wasserturm u. Wasserbehälter.

Fahrtrichtung abwärts
Fahrtrichtung aufwärts
Rampe
Gefälle 1:100 — Fahrtrichtung abwärts.
Fahrtrichtung aufwärts — Steigung 1:125
Tankstelle Abfahrt. Auffahrt Tankstelle

Zeichenerklärung zu den Abbildungen.

A.R. Aufenthaltsraum für Chauffeure.
W.R. Waschraum und Toiletten für Chauffeure.
G.R. Garagenraum.
R.W. Reparaturwerkstatt.
T.G.R. Trecker-Garagen-Raum.
A.V. Aufsichtsbeamter der Verwaltung.
T.Ch. Trecker-Chauffeurraum.
M. Monteur-Raum.
T. Herren- und Damentoiletten.
G. Garderoben.
B. Büros.
V. Verbindungsbrücke zwischen Garagen- und Mittelbauteil im 3., 6., 9, 12., 15. und 17. Stockwerk.
F. Flur.
L. Lichthof.
W. Windfang.

Alle diese alten Depots sind nicht mehr zeitgemäß, sie alle zeigen mehr oder weniger Mängel, die sich jetzt bei Neuerrichtung von Unterkunftsmöglichkeiten leicht beseitigen lassen.

Mein System, welches beim Patentamt angemeldet ist, leistet Gewähr dafür, daß klare Übersicht und scharfe Kontrolle unbedingt ausgeübt werden kann. Eine Verzettelung ist gänzlich ausgeschlossen. Ungeheure Platzverschwendungen werden nun endlich vermieden durch dieses neue System. Größere Depots erreicht man nur durch Stockwerksdepots. Es versteht sich auch ganz von selbst, daß eine bessere und leichtere Übersicht dadurch erreicht wird, wenn alle zu einem geordneten Betriebe gehörigen Abteilungen unmittelbar direkt bei einander liegen. Dazu gehören neben dem unentbehrlichen Verwaltungsapparat auch die immer stärker zunehmenden Großreparaturwerkstätten. Das Gebot unseres so schwer daniederliegenden Wirtschaftslebens heißt: „Sparsamkeit auf der ganzen Linie". Bei diesem neuen System werden in jeder Hinsicht Geld- und Zeitverluste vermieden und an Personal kaum vorauszusehende Ersparnisse mit Sicherheit erzielt, die gegenüber den veralteten Depots nicht im geringsten vorhanden sind.

Jedem Fachmann ist aus der Praxis bekannt, daß ein 12 bis 15-Stockwerkhaus sich billiger herrichten läßt, als ein solches mit 3 bis 4 Stockwerken, natürlich in Verhältniszahlen ausgedrückt. Darum sollte schon in erster Linie mit Rücksicht auf Sparsamkeit zum mehrgeschossigen Stockwerk-Depot-Hochhausbau übergegangen werden. Also sollte heute die Devise lauten aus rein praktischer Erwägung: „Los vom Alten, Anpassung an zeitgemäße Verhältnisse". — Es soll nun näher auf das abgebildete Projekt, welches kein Idealprojekt, sondern ein aus rein technisch-praktischen Erwägungen entstandenes ist, näher eingegangen werden.

Die Richtlinien, die diesem Projekt zugrunde gelegt wurden, sind ganz bestimmte.

Meine Auftraggeberin, ein ausländischer Finanz- und Industriekonzern, hatte für die Bearbeitung dieses Vorprojektes ein ganz bestimmtes, scharf umrissenes Programm aufgestellt.

Es sollen hier nur die allerwichtigsten und bemerkenswertesten Punkte wiedergegeben werden.

Das Autohaus sollte etwa 1000 Automobile fassen. Aber es sollte bei der Projektierung eine Lösung gefunden werden, die es weiterhin gestattet, bei einer evtl. Erweiterung eine noch größere Anzahl von Fahrzeugen aufzunehmen. In erster Linie kam es darauf an, auf Hebebühnen, Aufzüge oder sonstige Hilfsmittel zum Auf- und Abtransport der Autos gänzlich zu verzichten. Durch diese unerläßliche Forderung ergab sich ganz von selbst, daß die eigene Kraft des Autos zwecks Vorwärts- und Rückwärts- bzw. Abwärtsbewegung in die oberen bzw. aus den oberen Stockwerken ausgenutzt werden mußte. Ferner hatte das Programm vorgeschrieben, es muß unter allen Umständen stets nur ein und dieselbe Vorwärtsbewegung angestrebt werden, gleichviel, ob das Auto in die Garage einfährt oder den Garagenraum verläßt. Die Fahrtrichtung dürfte auf keinen Fall geändert werden. Durch diese eben aufgeführten Einzelheiten sollte auch vermieden werden, daß eine Begegnung von Autos aus verschiedenen Richtungen stattfand. Schleifenfahrten, Rückwärtsfahren, seitliches Ausbiegen oder Fahren, Wenden um die eigene Achse, waren ebenso Dinge, die einfach nicht vorkommen sollten, zum mindesten aber auf ein Kleinstmaß eingeschränkt werden mußten. Den Gipfel dieser scharfen Forderungen bildete eine besondere Notiz, nämlich, daß sämtliche Autos ohne jede Schwierigkeit auf einmal aus sämtlichen Garageräumen ausfahren konnten.

Im Erdgeschoß waren unterzubringen, in besondere Abteilungen geteilt, die Verkaufsräume für Luxus- und Personenautos, Lastautos und -Anhänger, Kleinautos und Motorräder sowie eine Abteilung für Autobereifung für alle Autogattungen.

Unmittelbar daran anschließend die ausgedehnten Groß-Montage- und Groß-Reparatur-Werkstätten.

Im ersten Obergeschoß die unentbehrlichen ausgedehnten Räume für alle Ersatzteile, die zu den einzelnen Gattungen, wie vor angeführt, unmittelbar darüber liegen mußten, sowohl für die Verkaufsräume als auch für die Reparatur- und Montagewerkstätten. Der Transport dieser Ersatzteile erfolgt durch Lastenaufzüge vom 1. Obergeschoß zum Erdgeschoß. Für den Personenverkehr von dem Erdgeschoß nach dem 1. Obergeschoß sind ausreichend große Treppenanlagen vorgesehen. Im 1. Obergeschoß waren auch die dazu gehörigen Bureauräumlichkeiten für den Autoverkauf und Ersatzteile unterzubringen. Bei straffer Organisation ist durch die praktische Anordnung der Räumlichkeiten eine wirksame Kontrolle und ein geordneter, schnell sich abwickelnder Betrieb gewährleistet, da alles im Zusammenhang unmittelbar beieinander liegt. Die darüber liegenden Stockwerke sollten ausschließlich für den Garagenbau nutzbar gemacht werden. Für ausreichende Aufenthaltsräume für Chauffeure in jedem Stockwerk sowie Raum für die erforderlichen Waschgelegenheiten nebst den erforderlichen Toilettenanlagen mußte in weitgehendstem Sinne Vorsorge getroffen werden.

Das Dachgeschoß sollte eine Versuchsbahn für Autoprobefahrten erhalten nebst kleinen Unterstell-Hilfs-Garagen, um die Autos, die über Nacht nicht in die unteren Garagen, Heimatgarage, zurückgeführt zu werden brauchen, oben zu behalten, um am nächsten Tage die Probefahrt weiter fortzusetzen. Ausreichende Treppenanlagen sind für den gesamten Bau vorgesehen. Fünf Pater-Noster-Aufzüge sorgen für eine schnelle Abwicklung des gesamten Verkehrs vom Erd- bis zum Dachgeschoß. Ein gesonderter Bauteil im Mittelpunkt der Anlage sollte dazu dienen, den gesamten Verwaltungsapparat, in welchem gleichzeitig das Kessel- und Maschinenhaus, der Kasino- und Kantinenbetrieb, das Hotel für durchreisende Chauffeure, Zentral-Fernheizung, Kalt- und Warmwasserversorgung und endlich die Räumlichkeiten der Funkstation untergebracht werden sollten, aufzunehmen. Da die Anlage unabhängig von den städtischen Wasserwerken gemacht werden sollte, sind auch die erforderlichen Räumlichkeiten für Pumpstation sowie für das große Wasserreservoir mit zu projektieren.

Dem Programm entsprechend erfolgte nunmehr, wie die Abbildungen es deutlich erkennen lassen, die Projektierung unter Voranstellung, daß die baupolizeilichen Vorschriften in jeder Weise genauestens innegehalten werden und die Wünsche der Auftraggeber weitgehendste Berücksichtigung fanden.

Durch die eigenartige, geschickte Aneinanderreihung der Garagenräume wurde die geforderte Vorwärtsbewegung der Autos, welche jede andere Fahrtrichtung ausschließt, restlos bewirkt. Es ergaben sich dadurch von selbst die gesonderten Zu- und Abfahrtsrampen. An der Ein- und Ausfahrt der Zu- bzw. Abfahrtsrampen sind die unentbehrlichen Tankstellen angeordnet.

Das Gebäude selbst enthält außerdem die erforderlichen Zu-, Ein-, Aus- und Durchfahrten gänzlich unabhängig von den Auf- und Abfahrtsrampen. Jede Garage erhält genügend Platz vor bzw. hinter der Garage zum Waschen der Wagen. Der hierzu erforderliche Wasseranschluß dient gleichzeitig für Feuerlöschzwecke. Ein kleiner Aushilfs-Reparaturraum für jede Garage ist jedem Garageraum angegliedert. Die unbedingt erforderliche Arbeits-Maschinengrube hat jede Garage aufzuweisen. Jede Garage ist mit der Zentrale telephonisch verbunden und ebenfalls die Aufenthaltsräume der Chauffeure, so daß jeder Besitzer seinen Wagenlenker schnellstens erhalten kann. Da seitens der Verwaltung in jedem Stockwerk Kontrollstellen eingerichtet sind, wird auch bewirkt, daß die beliebten Schwarzfahrten auf ein Mindestmaß herabgedrückt werden. Für ausreichende elektrische Beleuchtung der Garagen ist ebenfalls Sorge getragen. Bei eintretender Dunkelheit werden sämtliche Rampen durch elektrisches Licht (eigene Station) erleuchtet.

Zum Schluß sei noch erwähnt, daß in jedes Stockwerk noch eine kleine Hilfsgarage, die zur Verwaltung gehört, eingebaut wird. Diese Garage nimmt den kleinen Hilfsschlepper auf, um defekte Autos weiter zu transportieren. Abb. 2 zeigt, wie man nach diesem System in Stockwerkdepots geschlossene Züge, wie beispielsweise Hochbahnzüge, Straßenbahnzüge usw., unterbringen kann.

Die gesamte Anlage wird an die städtische Kanalisation angeschlossen. Für ausreichende Ent- sowie Belüftung ist ebenfalls Vorsorge getroffen. Das Öffnen und Schließen der Türen erfolgt mittels Druckluft.

In jedem 1., 4, 7., 10., 13. und 17. Stockwerk sind Verbindungsbrücken hergestellt, um vom Garagenbauteil zum Verwaltungsbauteil bequem gelangen zu können, um jegliche Zeitverluste zu vermeiden.

Der ganze Bau wird massiv feuerfest in Eisenbeton ausgeführt, die Garagen selbst in Zementmauerwerk.

NEUZEITLICHE FÖRDERANLAGEN AUF DER TECHNISCHEN HERBSTMESSE IN LEIPZIG.

Von Baurat Dipl.-Ing. E. Franck.

Bei der heutigen Wirtschaftslage, in der jeder Betrieb auf Verminderung der Gestehungskosten und insbesondere auf Ausschaltung des kostspieligen Handtransportes bedacht sein muß, sind leistungsfähige, betriebsichere Fördereinrichtungen ein dringendes Erfordernis.

Um Interessenten ausreichende Möglichkeiten zu geben, sich über den Stand der neuesten Verlade- und Transportmittel zu unterrichten, hat Bleichert auf seinem Messestand gegenüber Halle 12 eine Anzahl seiner hervorstechenden Erzeugnisse ausgestellt, in denen die neuesten Erfahrungen praktisch verwertet

wurden. Den Bleichertstand überspannt ein Kabelkran mit einem zwischen 2 Masten befestigten Tragkabel und einer auf diesem fahrenden Laufkatze, an deren Flasche ein schwerer Steinblock hängt. Kabelkrane sind billige, betriebsichere Nahförderungsanlagen und werden an Stelle von starken Verladebrücken, deren Länge wegen des Eigengewichtes beschränkt ist, überall dort verwendet, wo größere Spannweiten von 50 bis über 500 m zu überbrücken sind. In der Bauart von Kabelkranen hat die Firma, welche auf diesem Gebiete eine führende Stellung einnimmt, viele wertvolle Verbesserungen erzielt.

Ferner wird als besondere Neuheit zum erstenmal eine Einschienen-Führerstandkatze mit Umlaufrädergetriebe, DRP., und eichfähiger Seilzugwage im Betrieb vorgeführt. Die neuartige Verwendung des umlaufenden Rädergetriebes macht die sonst üblichen Friktionskupplungen entbehrlich, erzielt außerdem einen sanften, stoßfreien Übergang vom Schließen des Greifers auf Heben desselben und schafft die Möglichkeit, die Schließkraft der Schaufeln beim Greiferschluß besonders zu erhöhen. Bei dieser neuen Führerstandkatze ist der Windenantrieb der besseren Wartung wegen in das Führerhaus verlegt, wobei an Bauhöhe gespart wird; auch ist die Steuerung derart vereinfacht, daß sämtliche Hub-, Lenk- und Greiferbewegungen von einem einzigen Hebel aus geleitet werden.

Fahrbares Förderband
für Kohlenverladung auf Eisenbahnwagen. Bleichert.

Will man Rohstoffe, wie Kohle, Erz, Kies usw., oder Fertigerzeugnisse, z. B. Ziegelsteine, Tonwaren, Briketts usw., bei geringem Transportweg von i. M. 10 m in einen Eisenbahnwagen oder ein Schiff verladen oder aus diesen auf den Lagerplatz entladen, so bedient man sich mit Vorteil des fahrbaren Bleichert-Bandförderers, der preiswert in der Anschaffung ist und sich durch die Ersparnis an Arbeitskräften binnen kurzem bezahlt macht. Der Bandförderer wird auf dem Stand im Betrieb gezeigt, er kann nach Wunsch mit Elektro- oder Verbrennungsmotor ausgerüstet werden.

Fast in jedem modernen Industrie- und Handelsbetriebe wie auch vornehmlich im Güterumschlagsverkehr der Eisenbahn und Post werden jetzt elektrisch betriebene Kleinlastwagen (Elektrokarren) verwendet. Die genannte Firma bringt für diese Zwecke einen Elektrokarren „Eidechse“ in zwei Typen von 750 bzw. 1500 kg Tragkraft auf den Markt. Die „Eidechse“ ist wegen ihrer kräftigen Bauart als Schlepper vorzüglich geeignet und läßt sich mit der patentierten Trittbrettlenkung außerordentlich einfach und sicher steuern. Auf dem Bleichert-Stande wird außer zwei normalen Elektrokarren als Sonderausführung ein Langholz-Transportkarren gezeigt. An den eigentlichen Fahrzeugen ist mit einer verstellbaren Deichsel ein zweirädriger Wagen angekuppelt, der wie der Karren selbst einen Drehschemel zur Aufnahme der Langhölzer trägt. Als weiteres Serienfabrikat zeigt die Firma mehrere Elektrozüge, d. h. durch eingebauten Elektromotor angetriebene Flaschenzüge, im Betrieb. Das Neuartige an diesen Elektrozügen sind zwei Hubgeschwindigkeiten: Volle Last bei normaler Geschwindigkeit, halbe Last mit doppelter Geschwindigkeit. Außerdem zeichnen sich dieselben, ortsfest mit Handfahrwerk oder mit Elektrofahrwerk ausgestattet, durch geringe Bauhöhe, einfache Wartung und niedrigen Anschaffungspreis aus und stellen das Universalhebezeug für jeden Betrieb dar.

Abraum-Förderbrücke der Braunkohlenwerke in Plessa (Elsterwerda). Spannweite 125 m, Auslegerlänge 25 m, Stützdruck 250 t (Baggerseite).
ATG Leipzig.

Der Drahtseilbahnbau, das Hauptarbeitsgebiet der genannten Firma, ist durch verschiedene Laufwerke für Ein- und Zweiseilbahnen veranschaulicht. Der an zwei Vierradkupplern aufgehängte Baumstamm zeigt, daß mit einer Drahtseilbahn auch schwere umfangreiche Einzellasten befördert werden können. — Ferner ist neben einem Zugseilantrieb üblicher Bauart in natürlicher Größe das betriebsfähige Modell

eines Drahtseilbahnantriebes mit Ausgleichgetriebe nach „Ohnesorge“ DRP. ausgestellt. Das Ohnesorge-Getriebe gleicht die infolge verschiedener Scheibendurchmesser auftretenden sog. Schnürspannungen aus. Diese Seilscheibendurchmesser ergeben sich aus der ungleichmäßigen Abnutzung der Rillenlederungen; sie geben dem Seil an verschiedenen Stellen verschiedene Geschwindigkeiten, die zu Stauungen und Zerrungen im Seil (Schnürspannungen) führen und im Betriebe schwere Stöße hervorrufen können.

Auf der Freifläche Nord vor Halle 11 lenkt ein interessantes Bauwerk die Augen der Messebesucher auf sich. Hier hat die bekannte Leipziger Firma ATG eine als Ringbahn ausgeführte Elektro-Hängebahn aufgestellt, die unter Verwendung einer breiten Schutzbrücke die Verkehrswege überspannt. In ständig abwechselndem Verkehr läuft dort eine Führerstand-Greiferlaufkatze, deren Greifer mit einem Hub Tonnen von Kohle aufnimmt und, durch einfache Handgriffe spielend leicht gelenkt, die gewaltigen Massen an den gewünschten Platz trägt.

Eine ATG-Fernsteuerung-Laufkatze DRP verdient besondere Beachtung, da sie bei Vermeidung aller Hilfsleistungen an die Bedienung keine nennenswerten Anforderungen stellt. Ein kleiner Schalter mit Handrad, der beim Loslassen stets in die Nullstellung zurückkehrt, schaltet beim Rechtsdrehen den Fahrmotor, bei Linksdrehen den Hubmotor ein. Ein Hilfsmotor an der Laufkatze sorgt selbsttätig für die Umkehrung der Drehrichtung der Motoren. Bei der Fernsteuerung-Laufkatze sind die neuesten Erfahrungen der Elektrotechnik in außerordentlich glücklicher Weise verwendet worden, um eine dem rauhen Elektrohängebahnbetrieb durchaus gewachsene und mit der erforderlichen Exaktheit arbeitende Laufkatze zu schaffen. Inmitten der ganzen Anordnung läuft noch auf besonderer Fahrbahn eine Führersitz-Laufkatze, die als ein vervollkommneter Elektroflaschenzug bezeichnet werden kann, da sie dessen Vorzüge in sich vereint, jedoch seine Nachteile und Unzulänglichkeiten vermeidet.

Der Ausstellungstand zeigt außerdem fahrbare Gurtförderer, Laufwerke mit Wagenkasten für Drahtseilbahnen sowie kittlose Isolatoren, DRP. Die Abteilung Aufzugbau ist vertreten durch mehrere Aufzugmaschinen für Personen- und Lastenaufzüge für 15, 10, 6, 4 und 3 Personen sowie für Lasten bis 1500 und 3000 kg.

In geschmackvoll ausgestattetem Pavillon werden sehr anschauliche Bilddarstellungen von der ersten Abraumförderbrücke für Braunkohlentagebau gezeigt. Man erhält eine Vorstellung von den riesigen Ausmaßen des Bauwerks, wenn man sich vor Augen führt, daß diese Brücke, deren größte Spannweite 125 m und deren ganze Länge 150 m beträgt, in einer einzigen Doppelschicht 20 t Abraum vom Bagger über den Tagebau hinweg nach der haldenseitigen Abwurfstelle befördert. Mit Recht erweckt diese Anlage, die von fachmännischer Seite als „fördertechnische Großtat“ bezeichnet worden ist, in hohem Maße das allgemeine Interesse.

Weiterhin findet man im Pavillon Abbildungen von der ebenfalls durch die ATG gelieferten Bekohlungsanlage des Großkraftwerkes Zschornewitz, die mit 2000 t Gesamtstundenleistung als eine der größten Anlagen der Welt bezeichnet werden muß. Schließlich werden dem Besucher Bildzusammenstellungen von der ersten Personenseilschwebebahn Deutschlands gezeigt, die die genannte Firma von Oberwiesenthal hinauf nach dem Fichtelberg im sächsischen Erzgebirge vergangenen Herbst in kaum vierteljähriger Bauzeit errichtet hat.

Zwei Ausführungsarten eines Betonmischers, welcher auf der Messe bisher noch nicht vertreten war, und zwar mit 375 und 500 l Trommelfüllung, zeigt Schiege, Paunsdorf. Die Maschinen sind mit Hochbaugewinde versehen und für den Einbau eines Verbrennungs- oder Elektromotors eingerichtet. Sie haben vollständig geschlossenes Gehäuse, so daß alle Teile nach Möglichkeit gegen Verschmutzung und vor unberechtigtem Eingriff geschützt sind. Sie zeichnen sich wie alle Maschinen dieser Bauart durch die beiderseits konisch geformte, ungeteilt aus Gußeisen hergestellte Trommel aus, die mit ihrem patentierten Schaufeleinbau bei Vor- und Rückwärtsgang eine hervorragende Mischwirkung und restlose Entleerung gewährleistet und besonders für Gußbeton geeignet ist. Von der Leistungsfähigkeit des neuen Mischers zeugt die gegenwärtige Betonbereitungsanlage für den zweiten Schleusenabstieg bei Fürstenberg a. O., woselbst gleichzeitig 5 Stück dieses Mischers mit je 1200 l Trommelfüllung in Betrieb sind. Die Tagesleistung dieser Anlage ist 2000 m³ Gußbeton. — Nicht unmittelbar auf dem Meßgelände, jedoch an der Zufahrtsstraße zu demselben auf dem an der Hospitalstraße gelegenen Platze, wo der Neubau des Grassi-Museums in Angriff genommen wurde, hat die Firma einen neuen Baukran zur Aufstellung gebracht, der als Messeneuheit der Erwähnung bedarf. Dieser Hochbaukran zeichnet sich dadurch aus, daß seine Aufstellung infolge geschickter Anordnung der Einzelteile und Verwendung von zwei Hilfsauslegern ohne Zuhilfenahme von Gerüsten, Verseilungen o. dgl. in kürzester Zeit erfolgen kann. Es werden für die betriebfertige Aufstellung vom Augenblick der Anfuhr der Einzelteile an 4 bis 5 Tage benötigt. Der Kran hat die weitere Eigenart, daß er je nach den Bedürfnissen des Einzelfalles als Ein- oder Zweischienenkran verwendet werden kann. Wenn die Platzverhältnisse, z. B. in engen Großstadtstraßen, die Verwendung eines Zweischienenkranes mit 3 m Spurweite nicht zulassen, so wird die eine Hälfte des Fußes fortgelassen und der Kran läuft nur auf zwei Rollen. Er muß in diesem Falle natürlich in der üblichen Weise durch ein innerhalb des Baues vorzusehendes Führungsgerüst gehalten werden. Der Bauunternehmer erwirbt beim Ankauf dieses Krans also sozusagen zwei verschiedene Systeme, mit denen er sich immer helfen kann.

Die im Stand vorgeführten Abbildungen zeigen den Kran in verschiedenen Stadien der Aufstellung. Es geht daraus hervor, wie die einzelnen Teile der Kransäule, die alle gleich lang sind und genau aufeinander passen, je nach der benötigten Hubhöhe des Kranes aufeinander gesetzt werden. Das Heben geschieht mit 2 umsteckbaren Auslegern (Schwenkarmen), die wechselweise arbeiten. Der eine Schwenkarm steckt in dem schon stehenden Teile des Krans und zieht den nächsten Teil hoch, welcher seinerseits bereits den zweiten Schwenkarm trägt. Der erste — also untere — Schwenkarm wird darauf abgenommen und mit Hilfe des zweiten — oberen — Schwenkarms heruntergelassen, um hier am nächsten Kranteil befestigt zu werden. So werden fortwährend die Schwenkarme ausgewechselt und die einzelnen Kranteile nacheinander aufgezogen und befestigt. Der Abbau des Krans spielt sich in umgekehrter Reihenfolge ab. — Das neuartige Aufzugbauwerk wird als Dreimotorenkran für elektrischen Antrieb gebaut. Alle Bewegungen können gleichzeitig vom Führerstand ausgeführt werden. Der Fuß ist als Blechkasten ausgebildet, so daß Sand als Gegengewicht verwendet werden kann, dessen Einbringung und Entnahme besonders schnell erfolgt. Die größte Ausladung des Krans beträgt 12 m, die größte erreichbare Hubhöhe 37 m, die größte Tragfähigkeit beträgt 3000 kg. — Die Ausstellung und Vorführung der neuen Förderanlagen auf der Technischen Messe zeigen, daß die deutsche Industrie auf dem Gebiete der Fördertechnik wieder einen bedeutsamen Schritt vorwärts gekommen ist.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die „Atlas-Patent-Steife D. R. P.", eine hervorragende Neuerung auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues.

Von Dipl.-Ing. W. Hayessen, Lübeck.

Die schon während des Krieges und besonders dann in den letzten Jahren weitverbreiteten verschiedensten Sparbauweisen dürften bekanntlich ein Beweis dafür sein, wie man dem Wunsche nach Bauen entgegenzukommen sucht und wie man das Moment des zu teuren Bauens zu überwinden trachtet. „Das Bauen ist zu teuer", diesen Satz hören gerade Architekten immer und immer wieder. Durch Sparbauweisen aller Art soll eine Verbilligung des Bauens erzielt werden. Aber es wird allgemein einleuchten, daß auch eine Verbilligung des Bauens erreicht wird, wenn die zum Bauen notwendigen Baugeräte vereinfacht, verbessert, normalisiert und daher billiger werden.

Der Eisenbetonbau und besonders der Gußbetonbau ist in Amerika außerordentlich weit verbreitet und hoch entwickelt. Die meisten bekannten großen Wolkenkratzer sind in Eisenbeton ausgeführt. Es ist daher kein Wunder, wenn eine Erfindung, die durch Normalisierung eines beim Eisenbetonbau benötigten Baugerätes diesen direkt verbilligt, aus Amerika kommt. Eine derartige Erfindung soll im folgenden kurz beschrieben werden.

Wir sind es gewohnt, die Absteifungen aller Einschalungen beim Eisenbetonbau, wie Massivdecken, Unterzüge, Brücken, Unterführungen usw., mittels Holzsteifen auszuführen. Dieses an sich recht primitive Baugerät ist in vieler Beziehung mangelhaft. Es muß zum jedesmaligen Gebrauch in verschiedenen Raumhöhen zugeschnitten werden, seine Verwendungsdauer ist sehr beschränkt. Die Herrichtung und Aufstellung der Holzsteifen ist kostspielige Zimmermannsarbeit. Etwa 5 primitive Holzsteifen können in einer Stunde von einem gelernten Zimmermann aufgestellt werden.

Der praktische Amerikaner baut heutzutage nicht mehr mit solchen primitiven Holzsteifen. Er benutzt ein Baugerät, das die mannigfaltigsten Vorzüge, vielfache Verwendung in den verschiedensten Raumhöhen, Möglichkeit einfachster Aufstellung auch durch ungelernte Arbeiter, kein Verschnitt, keine ständige Zimmermannsarbeit, dauernde Verwendungsmöglichkeit in sich vereinigt.

Die „Atlas-Patent-Steife" (Abb. 1) besteht aus zwei Hauptteilen, dem 2,50 m langen Holzkörper und dem ebenfalls 2,50 m langen mit Beton gefüllten Eisenrohr. Der Holzkörper besteht aus zwei Hölzern vom Querschnitt 5×10 cm und einem 50 cm langen Kopfstück vom gleichen Querschnitt. Die beiden hölzernen Seitenteile werden außer von dem Kopfstück durch fünf Stahlverbindungen, die gleichzeitig als Führung für das Rohr dienen, zusammengehalten. Holzkörper und Rohr lassen sich teleskopartig ineinander schieben und geben so der „Atlas-Patent-Steife" eine Verstellbarkeit von 2,50 m bis 4,50 m. Im unteren Ende des Holzkörpers ist eine Klemmsperrung angebracht. Diese bewirkt durch einfachste Sperrung ein absolutes Festhalten des Stahlrohres in der gewünschten Höhe. Größere Lasten bewirken festeres Halten der Klemmsperrung. Der Arbeitsvorgang ist so einfach wie möglich. Entweder frei Hand oder mit dem Atlas-Spannhebel wird die Steife gefaßt und unter die Schalung gepreßt. Das Stahlrohr, das vorher durch eine einfache Sperrplatte gehalten wurde, fällt durch sein Eigengewicht heraus und stellt sich auf den Boden auf. Die Klemmsperrung wirkt sofort automatisch und hält die Steife in der ausgezogenen Gebrauchslänge fest. Ein ungelernter Arbeiter kann bei einiger Übung etwa 50 Steifen in einer Stunde aufstellen. (Abb. 2 illustriert den Arbeitsvorgang, Abb. 3 zeigt die „Atlas-Patent-Steife" im Gebrauch.)

Es wird nach diesem ohne weiteres einleuchten, einen wie großen Gewinn die „Atlas-Patent-Steife" für den Eisenbetonbau darstellt. Es kommt als weiteres Moment hinzu, daß die Unsicherheit in der Einkalkulierung des Ausrüstens bei vorkommenden Arbeiten, die jedem Betonbauunternehmer bekannt sein dürfte, fortfällt. Es ist mit Leichtigkeit zu bestimmen, wieviel Steifen für einen Bau benötigt werden und in wie langer Zeit diese aufgestellt werden können. Der verschiedenartige Gebrauch, der Verschnitt, die Herrichtung der primitiven Holzsteifen sind jedoch nie genau einzukalkulieren. Die in jeder Hinsicht vollkommene „Atlas-Patent-Steife" stellt somit eine große Ersparnis beim Bauen dar. Einige Zahlen dürften dieses noch weiter erläutern.

Abb. 1. Die „Atlas-Patent-Steife".

Abb. 3. Die „Atlas-Patent-Steife" im Gebrauch beim Neubau eines Fabrikgebäudes.

Eine bisher übliche Holzsteife kostet in gebräuchlicher Länge bei einem Querschnitt von 10 × 10 cm oder mit einem Durchmesser von etwa 12 cm etwa 3 M. Bei jedem Gebrauch ist erfahrungsgemäß mit mindestens 20 vH Verschnitt und Verschleiß durch notwendige Änderung für die verschiedenen Geschoßhöhen usw. zu rechnen. Es wurde schon gesagt, daß ein Zimmermann stündlich fünf solcher primitiven Holzsteifen herrichten und aufstellen kann. Es kostet also die Holzsteife an Material und Arbeitslohn etwa 0,85 M für jede Aufstellung.

Die „Atlas-Patent-Steife" kann dagegen nach den in Amerika und hier gesammelten Erfahrungen über hundertmal gebraucht werden. Sie unterliegt also einer Abnutzung von nur 1 vH. Die Anschaffungskosten stellen sich auf 20 M pro Stück. 50 „Atlas-Patent-Steifen" können von einem ungelernten oder Hilfsbauarbeiter stündlich aufgestellt werden. Es kostet also die „Atlas-Patent-Steife" an Verschleiß und Lohn nur etwa 0,22 M pro Aufstellung. Wir erzielen also somit pro Aufstellung eine Ersparnis von etwa 0,63 M.

Der Anschaffungspreis bei der „Atlas-Patent-Steife" liegt scheinbar höher wie bei den gewöhnlichen Holzsteifen. Auch hier zeigt eine einfache Rechnung, daß in Wirklichkeit die Sache umgekehrt liegt. 20 M kostet eine „Atlas-Patent-Steife". Es werden jedoch während der Lebensdauer einer „Atlas-Patent-Steife" 20 Holzsteifen verbraucht, das entspricht einer Kapitalanlage von 60 M; im gleichbleibenden Durchschnitt der Lebensdauer einer „Atlas-Patent-Steife" sind also mindestens 30 M für primitive Holzsteifen anzulegen. Das Verhältnis des Anlagekapitals zwischen primitiven Holzsteifen und „Atlas-Patent-Steifen" ist also wie 30 : 20, d. h. es erspart die letztere mindestens ein Drittel trotz des in der ersten Anschaffung scheinbar höheren Investierungskapitals.

Zum Schluß sei noch erwähnt, daß laut Prüfungszeugnis des Staatlichen Materialprüfungsamtes, Berlin-Dahlem, die Höchsttragfähigkeit bei voller Länge 2600 kg beträgt und bei einer ausgezogenen Länge von 3 m bis 3,50 m, wie wohl meistens üblich, 4000 bis 4500 kg. Die Tragfähigkeit genügt somit allen Anforderungen, da im allgemeinen nur mit einem Viertel der erwähnten Belastungen gerechnet wird.

Die Hanseatische Baugeräte-Gesellschaft m. b. H., Lübeck, Wikinghaus, hat die amerikanischen Lizenzen und Patente für das Deutsche Reich und das übrige Europa erworben. Bemerkenswert ist noch, daß die Herstellung der „Atlas-Patent-Steifen" vollkommen in Deutschland geschieht; eine weite Verbreitung dieses praktischen Baugerätes dürfte somit nicht nur zur Ersparnis beim Bauen, sondern auch zur Hebung deutscher Wirtschaft und Schonung deutscher Forsten im allgemeinen Interesse liegen.

Abb. 2. Das Aufstellen der „Atlas-Patent-Steife" mit Hilfe des „Atlas-Spannhebels".

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Wirtschaftlichkeit des Bauens im Winter. Aus einer Zusammenstellung von Äußerungen aus Fachkreisen im „Contr. Record" entnehmen wir, daß in Amerika vielfach die Meinung vertreten wird, der Bau im Winter sei ebenso wirtschaftlich, wenn nicht sogar billiger, als der Sommerbau. Den besonderen Kosten für Schutz des Mauerwerkes, der Arbeiter und der Maschinen gegen Frost und schlechte Witterung stehe eine große Ersparnis an Arbeits- und Materialkosten, eine größere Leistung der Arbeiter im Winter als im, allerdings ja oft sehr heißen, amerikanischen Sommer, niedrigere Löhne, billigere Materialpreise und der Vorzug gegenüber, reichlich Arbeiter zur Verfügung zu haben.

So wurde z. B. dem „New-Yorker Building Congress" mitgeteilt, daß bei einer Bauausführung im Werte von 750 000 Dollar einer Ausgabe von 3863 Dollar für den Schutz von Arbeitern und Material eine Ersparnis von 87 710 Dollar gegenüberstand. Die Arbeitsleistung der Maurer steigerte sich um 18½% über die Leistung im vorhergehenden Sommer, was eine Ersparnis von etwa 5360 Dollar bedeutete. An Zulagen (Bonus) für Maurer, die im Sommer nötig waren, wurden 11 260 Dollar gespart, sonstige Lohnkosten und Ausgaben für Subunternehmer waren um 16 030 Dollar geringer als im Sommer usw.

Von anderer Seite wurden über die Ersparnis durch höhere Arbeitsleistung im Winter gegenüber dem Sommer folgende Angaben gemacht:

Bei:	Ersparnis:
Ziegelbau	durchschnittlich etwa 15%
Betonbau	„ „ 11%

Dagegen kostet Zimmerer- und Einschalerarbeit etwa 8% mehr als im Sommer, da die Zimmerleute durch schwere Kleidung und Handschuhe im Gebrauch ihrer Werkzeuge stark behindert werden.

Der Vorstand einer großen New-Yorker Bauunternehmung macht über die Kosten der Schutzmaßnahmen folgende Angaben: Zu diesen Schutzmaßnahmen rechnet er den Schutz der Betonkonstruktion, der Außenmauern, der Fensterstürze und des Daches, also derjenigen Teile, die des Schutzes gegen Wind und Frost besonders bedürfen. Wenn das Bauwerk einmal nach außen abgeschlossen ist, ist die Heizung für die Abschlußarbeiten verhältnismäßig einfach. Er beziffert die Kosten für diesen Winterschutz auf durchschnittlich 5% der Gesamtkosten. Als Beispiele führt er drei Fälle an:

Wert des Auftrages in Doll.	Dauer der Schutzmaßnahmen	Kosten in Doll.	Kosten in % des Werkes des Auftrages
263 000	Dezember—Januar	13 000	5
180 000	„ „	8 800	4½
95 000	Januar—Februar	—	6½

Diese Kosten werden aber nach den Angaben des gleichen Gewährsmannes bei der Lage des amerikanischen Arbeits- und Baustoffmarktes mehr als ausgeglichen durch die niedrigeren Material- und Lohnkosten und durch die besseren Leistungen der Arbeiter. Die Materialersparnisse werden z. B. für Holz auf etwa 10% bei Einkauf im November statt im Juni angegeben. Bedeutend billiger sind auch Ziegel, Stahl und Zement. Weiter wird auch hier hervorgehoben, daß

die Arbeiter zu den Tariflöhnen arbeiten und, um ihr Brot nicht zu verlieren, fleißige und geschickte Arbeit liefern.

Eine andere Baufirma teilt mit, daß sie in den letzten fünf Jahren bei 20 Bauausführungen Ausschachtungen, Beton- und Maurerarbeiten in den Wintermonaten ausgeführt habe, in keinem Falle seien die Produktionsmehrkosten höher gewesen, als sich die Verluste durch Einstellung der Bauten in der Winterszeit belaufen hätten.

Nach Abwägung aller Umstände geht die Meinung der amerikanischen Sachverständigen dahin, daß sich die Winterarbeit gegen alle alten, tiefsitzenden Abneigungen mehr und mehr durchsetzen wird und daß damit die Nachteile, die dem Baugewerbe aus seinem bisherigen Saisoncharakter erwachsen, schwinden werden.

Erwerbslosenfürsorge und Notstandsarbeiten. Bei dem Fortschreiten der Depression haben folgende Beobachtungen aus der Rheinprovinz ein allgemeines Interesse: Am 1. November 1925 wurden in der Rheinprovinz 81 000 Vollerwerbslose mit Mitteln der Erwerbslosenunterstützung unterstützt. Der volle Umfang der Betriebeinschränkungen ist zur Zeit noch durch eine recht beträchtliche Kurzarbeit, die in ihrem Umfang nicht genau zu erfassen ist, verdeckt. In der zweiten Novemberhälfte wird die Erwerbslosenunterstützung rund 2,7 Millionen Kosten verursachen. Zurzeit wird für die Erwerbslosenfürsorge höchstens ein Beitrag von 1% des Grundlohnes erhoben, mit einer Erhöhung der Beiträge muß gerechnet werden. Der Schwerpunkt der Krisis auf dem Arbeitsmarkt liegt im Ruhrgebiet..

Am 1. November wurden im Baugewerbe über 4 000 arbeitsuchende Facharbeiter, darunter fast 2 500 Maurer, gezählt, das ist eine Zunahme um fast 50% gegenüber dem 1. Oktober. Die Zahl der arbeitsuchenden Bauhilfsarbeiter übersteigt 10 000. Auch hier liegt das Zentrum der Depression im Ruhrgebiet, weil die Industriebauten fehlen.

Trotz dieser bedenklichen Zunahme der Arbeitslosenzahl werden wenigstens bisher Notstandsarbeiten nur in ganz geringem Umfang ausgeführt. In einem Bericht vom 6. November 1925 weist das Landesarbeits- und Berufsamt der Rheinprovinz selbst auf dieses Mißverhältnis hin. Es heißt in diesem Bericht, daß im Regierungsbezirk Düsseldorf bei 72 000 Arbeitsuchenden nur 4400 Erwerbslose, d. h. nur 6% der Arbeitsuchenden, bei Notstandsarbeiten beschäftigt wurden. In früheren Jahren sei der Anteil der Notstandsarbeiter an der Zahl der Erwerbslosen höher gewesen. — Das Landesarbeitsamt sieht den Grund für diesen Rückgang in den neuen Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten, die die Finanzierung und Entlohnung anders regeln. Tatsächlich läßt sich aber nicht bestreiten, daß die neuen Bestimmungen zwar den Gemeinden und örtlichen Arbeitsnachweisen eine größere Verantwortung zuschieben und sie vor schwierigere Aufgaben stellen, daß aber gerade durch diese neuen Bestimmungen eine gewisse Wirtschaftlichkeit der Notstandsarbeiten sichergestellt wird. Die an sich zu begrüßenden Änderungen der gesetzlichen Bestimmungen dürfen deshalb nicht Anlaß zu verminderter Inangriffnahme von Notstandsarbeiten sein. Die Gemeinden und die örtlichen Arbeitsnachweise müssen die Unbequemlichkeiten der neuen Gesetzgebung in Kauf nehmen und mehr als bisher an der Durchführung dieser Bestimmungen mithelfen.

Aus dem Geschäftsbericht des Verbandes der deutschen Baugewerkschaftsberufsgenossenschaften, der für die Jahre 1923 und 1924 vorliegt, sind die folgenden Gegenüberstellungen der Jahre 1913 und 1924 bemerkenswert, da sie auch ein Bild der Entwicklung des Baugewerbes gegenüber der Vorkriegszeit bieten können.

Versicherte Betriebe waren bei den 12 Baugewerksberufsgenossenschaften vorhanden:

1913	177 000	
1924	147 000	
mithin weniger . .	30 000	= etwa 17%.

Die Zahl der versicherten Personen betrug:

1913	1 386 000	
1924	972 000	
also Abnahme . .	414 000	= etwa 30%.

Die Zahl der Rentenempfänger betrug:

1913	76 000	
1924	47 000	
Abnahme	29 000	= etwa 38%.

Die Entschädigungsleistungen betrugen:

1913	17 700 000 M.	
1924	7 811 000 RM.	
Abnahme	9 889 000 RM.	= etwa 55%.

Die nachgewiesenen Lohnsummen beliefen sich:

1913 auf	1 328 000 000 M.	
1924 auf	1 053 000 000 RM.	
mithin weniger .	275 000 000 RM	= etwa 20%.

An Verwaltungskosten hatten die 12 Baugewerksberufsgenossenschaften aufzubringen:

1913	2 600 000 M.	
1924	3 200 000 RM.	
Die Zunahme beträgt	600 000 RM.	= etwa 23%.

Zur Ergänzung seien einige entsprechende Angaben aus dem Bericht der Tiefbau-Berufsgenossenschaft erwähnt:

Vermögen	1913	33 Millionen M.	
	1918	5 ,, ,,	
Bedarf für Entschädigung, Unfallverhütung, Verwaltung usw.			
	1913	5 Millionen M.	
	1924	3,8 ,, ,,	
Von den Mitgliedern nachgewiesene Löhne und Gehälter			
	1913	über 300 Millionen M.	
	1924	194,8 ,, ,,	
	Abnahme . .	105,2 ,, M.	= etwa 35%.

Großhandelsindex.

14. Okt.	21. Okt.	28. Okt.	4. Nov.	11. Nov.	17. Nov.
125,1	123,3	122,5	120,7	119,9	121,0

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 19. November 1925).

Verordnung zur Durchführung von Buch- und Betriebsprüfungen. Vom 9. November 1925 (R.-Min.-Bl., S. 1337). Zur Durchführung des durch Art. V, § 1 Nr. 2 des Gesetzes zur Änderung der Verkehrssteuern und des Verfahrens (R.G.Bl. I, S. 243) neu geschaffenen Absatzes 10 zu § 162 der Reichsabgabenordnung über Buch- und Betriebsprüfungen in Großbetrieben erläßt der Reichsfinanzminister die Durchführungsbestimmungen: Bei allen buchführenden Steuerpflichtigen können im Steuerermittlungs- und Steuerstrafverfahren oder in Ausübung der Steueraufsicht jedoch nur zu Zwecken, die für Besteuerung und Strafverfahren von Bedeutung sein können, Buch- und Betriebsprüfungen angeordnet werden. Einsicht in geschäftliche Aufzeichnungen zur Aufklärung einzelner Punkte gilt nie als Buch- und Betriebsprüfung.

Bei Großbetrieben ist jedoch auch ohne besonderen Anlaß regelmäßig mindestens alle drei Jahre einmal eine ordentliche Buch- und Betriebsführung durch besonders vorgebildete Prüfer vorzunehmen, die ein vollständiges Bild von der gesamten Betriebsführung ergeben soll, und zwar für die Zeit seit der letzten Prüfung. Die erste Prüfung soll den Zeitraum umschließen, für den die erste Veranlagung nach den neuen Einkommensteuergesetzen gilt, kann aber, wenn Zweifel gegen die Richtigkeit von Unterlagen von früheren Veranlagungen bestehen, auch auf die Aufklärung dieser Bedenken erstreckt werden.

Großbetriebe sind alle Betriebe, die mehr als 50 Personen einschließlich des Inhabers beschäftigen, oder wenn sie weniger beschäftigen, doch nach Umfang und wirtschaftlicher Bedeutung als wichtig anzusehen sind. Sie werden alle in eine Liste des zuständigen Finanzamtes eingetragen. Die Listen werden von den Landesfinanzämtern geprüft und bis zum 31. Januar 1926 dem Reichsfinanzminister vorgelegt, der auch die Kontrolle über die regelmäßige Durchführung der ordentlichen Betriebsprüfungen führt.

Neben diesen ordentlichen Betriebsprüfungen können bei Großbetrieben außerordentliche Buch- und Betriebsprüfungen jederzeit vorgenommen werden, wenn ein besonderer Anlaß dazu vorliegt. Sie erstrecken sich dann über den Zeitraum, der zur Klärung des besonderen Anlasses nötig ist.

Bekanntmachung über die Festsetzung von Steuerkurswerten für die Feststellung der Einheitswerte auf den Beginn des 1. Januar 1925. Vom 6. November 1925 (R.-Anz. 268). Als Beilage zum Reichsanzeiger vom 14. November sind die neuen Steuerkurswerte erschienen, die nach §§ 1, 40, Abs. 2, 41, 42 des Reichsbewertungsgesetzes maßgebend sind für die Bewertung aller Aktien, Genußscheine, Schuldverschreibungen und sonstiger in- und ausländischer Wertpapiere bei den Einheitswertsteuern, d. h. den Vermögenssteuern des Reiches, der Länder und Gemeinden, bei den Grund- und Gebäude- und Gewerbesteuern, die ferner auch bei den Einkommensteuervorauszahlungen nach dem Vermögen eine Rolle spielen.

In der Vorbemerkung zur Kurstabelle sind Richtlinien für die Bewertung von Wertpapieren, für die ein Steuerkurswert nicht festgesetzt ist, gegeben, ebenso Richtlinien für die Bewertung des Vermögens von inländischen Gesellschaften nach der Summe der Steuerkurswerte.

Die Tabelle der Steuerkurswerte enthält außer den ganzen Steuerkurswerten auch die halben Werte, da Aktien, Kuxe, Anteile und Genußscheine von inländischen Gesellschaften vom Inhaber nur mit dem halben Steuerkurswert angesetzt werden brauchen.

Wenn Steuerkurswerte festgesetzt sind, so sind immer sie und kein anderer Wert maßgebend, auch wenn die Wertpapiere zum Betriebsvermögen des Steuerpflichtigen gehören. Ein Dividendenabschlag ist nicht zulässig.

Einspruch gegen die festgesetzten Werte kann bei Aktien, sonstigen Anteilen und Genußscheinen nur darauf gestützt werden, daß vom 15. November 1924 bis zum 14. Februar 1925 keine Umsätze

in den Wertpapieren stattgefunden haben, oder der festgesetzte Steuerwert unrichtig ermittelt ist, bei Obligationen darauf, daß der Steuerwert dem wirklichen Wert am 31. Dezember 1924 nicht entspricht. Die Unternehmung, um deren Papiere es sich handelt, der Schuldner oder der Eigentümer können den Einspruch bis zum 14. Dezember 1925 an den Reichfinanzminister richten.

Die gesamte Beilage (34 S.) ist nicht vom Reichsanzeiger, sondern vom Verlag „Hertelscher Cours-Bericht-G. m. b. H.", Berlin SW 19, Beuthstr. 6, zum Preise von 2,50 M. pro Stück zu beziehen.

Sonderwohnungsfürsorge an der Ostgrenze. Der Ostausschuß des Preußischen Landtages befaßte sich mit der Frage der ungewöhnlich ernsten Wohnungsnotstände, die durch die besonderen Verhältnisse (unnatürliche Grenzziehung, Flüchtlingszustrom) usw.) in den Provinzen Ober- und Niederschlesien, Grenzmark-Posen-Westpreußen, Regierungsbezirk Köslin und in Ostpreußen entstanden sind. Es sollen für diese Gebiete mit größter Beschleunigung Mittel zu einer Sonderwohnungsfürsorge und zur Fertigstellung der bereits begonnenen Bauten zur Verfügung gestellt werden. Die Reichsregierung soll aufgefordert werden, sich durch Bereitstellung ausreichender Mittel zu beteiligen.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. **Reichsfinanzhof.** a) Zahlung der Steuer unter Vorbehalt steht der Einlegung eines Rechtsmittels nicht gleich. Ein Steuerpflichtiger hatte die Privat-Luxussteuer „unter allem Rechtsvorbehalt" bezahlt und erklärte später in einem Schreiben, daß hierin ein Einspruch liege, auf den eine Entscheidung noch nicht ergangen sei. Das Finanzamt verwarf dies als unbegründet, weil in dem Schreiben, worin der Vorbehalt erklärt sei, ein Einspruch nicht zu erblicken, der dann erhobene Einspruch aber verspätet sei. Berufung und Rechtsbeschwerde wurde als unbegründet zurückgewiesen. In dem gelegentlich der Steuerzahlung ausgesprochenen Rechtsvorbehalt kann nach dem Reichsfinanzhof die Einlegung eines Einspruches nicht erblickt werden. Nach § 234 Abs. 2 der Reichsabgabenordnung gilt ein Rechtsmittel als eingelegt, wenn aus dem Schriftstück oder aus der Erklärung hervorgeht, daß sich der Erklärende durch die Entscheidung beschwert fühlt und Nachprüfung begehrt. Nach dem Sprachgebrauch und der Übung bedeutet aber der einer Zahlung beigefügte Rechtsvorbehalt, daß der Zahlende sich dagegen verwahrt, daß aus der Zahlung eine Anerkennung der mit der Zahlung getilgten Schuld gefolgert werde. Im Geltungsbereiche der Reichsabgabenordnung bedarf es eines solchen Vorbehalts bei der Zahlung jedoch nicht, da im Falle einer Änderung des unrichtigen Steuerbescheides das zu Unrecht Gezahlte zurückerstattet wird (§ 128 der Reichsabgabenordnung). Im vorliegenden Falle hatte daher der von dem Steuerpflichtigen gemachte Rechtsvorbehalt keine praktische Bedeutung, auch ohne diesen Vorbehalt war es dem Steuerpflichtigen unbenommen, gegen den Steuerbescheid mit Rechtsmitteln anzukämpfen. Letzteres ist aber frühestens mit dem beim Finanzamt eingelaufenen Schreiben geschehen, in dem der Steuerpflichtige zum Ausdruck brachte, daß er eine Nachprüfung des Steuerbescheides verlange. In dem früheren Schreiben gab der Steuerpflichtige durch seinen „Rechtsvorbehalt" nur zu erkennen, daß er erwäge, ob er ein Rechtsmittel einlege. Der nachträglich eingeleitete Einspruch aber war nun verspätet. Gewährung von Nachsicht wegen Versäumung der Rechtsmittelfrist wurde weder beantragt, noch lagen Tatsachen vor, die diesen Antrag hätten begründen können. (Nach §§ 68, 69 der Reichsabgabenordnung kann, wer an der Einhaltung einer Rechtsmittelfrist ohne eigenes oder seines gesetzlichen Vertreters Verschulden verhindert war, innerhalb von 14 Tagen, nachdem der Antrag zuerst gestellt werden konnte, einen Antrag auf Nachsicht für die Versäumnis stellen.) Die Vorinstanz hat daher mit Recht den Einspruch als unzulässig zurückgewiesen, ohne in eine sachliche Würdigung einzutreten. (RFH. V. v. 30. September 1925).

b) Beim Umschlagverkehr vom Schiff zur Eisenbahn oder von der Eisenbahn auf ein Fuhrwerk ist die Feststellung des Gewichts der neuen Beförderungseinheiten ein notwendiger Bestandteil der Beförderung im Sinne des § 7 des Umsatzsteuergesetzes 1919. Nach § 7 des Umsatzsteuergesetzes steht der Übertragung des unmittelbaren Besitzes, die die Anwendbarkeit des Zwischenhandelsprivilegs ausschließt, gleich die Übertragung des Besitzes durch einen Dritten, der die Waren auf Grund eines besonderen Vertrages für den Unternehmer besitzt. Ausgenommen ist nur der Besitz auf Grund eines Beförderungsvertrages. Wenn z. B. ein Unternehmer Zement von einer Fabrik ladungsweise bezieht und die Ladung nun, ohne selbst die Ware in direkten Besitz zu nehmen, in Teilmengen an mehrere Andere durch einen Spediteur befördern läßt, so bleibt er umsatzsteuerfrei. Läßt er aber den Zement von dem Spediteur erst auf Lager nehmen und dann nach und nach verteilen, so ist er steuerpflichtig, da der Spediteur für ihn auf Grund eines besonderen Vertrages (des Lagervertrages), der nicht ein Beförderungsvertrag ist, die Ware besitzt. Fraglich war nun, ob auch das Verwiegen von Sammelbezügen durch den Spediteur oder z. B. das Abzählen der Zementsäcke zur Verteilung an die Einzelabnehmer einen besonderen Vertrag bedeutet oder zum Beförderungsvertrag gehört. Der Reichsfinanzhof hat sich dafür ausgesprochen, daß durch das Verwiegen die Anwendbarkeit des § 7 nicht ausgeschlossen wird.

Ein Beförderungsvertrag verliert nach dem Urteil des Reichsfinanzhofs nicht seinen Charakter, wenn die Tätigkeit des Beförderungsunternehmers sich nicht auf die reine Fortbewegung der Sachen beschränkt, sondern Handlungen mitumfaßt, ohne welche die Fortbewegung und Ablieferung der Sachen an die bestimmten Empfänger nun einmal nicht möglich ist. Soll z. B. eine Waggonladung Kohlen durch Fuhrwerk in Teilmengen mehreren Empfängern zugeführt werden, so muß notwendigerweise das Gewicht der einzelnen Fuhrwerksladungen festgestellt werden. Es ist dies schon erforderlich mit Rücksicht auf die Haftung des Frachtführers für den Schaden, der durch Verlust des Gutes während der Ausführung der Beförderung entsteht; auch bemißt sich meistens der Fuhrlohn nach dem beförderten Gewichte. Die mit dem Abwiegen eines Massengutes verbundene Tätigkeit des Beförderungsunternehmers bildet daher einen notwendigen Bestandteil der Umladung von Eisenbahnwagen auf ein Fuhrwerk. Der Rahmen der Beförderung im Sinne des § 7 des Umsatzsteuergesetzes wird beim Umschlag vom Schiff zur Eisenbahn oder von der Eisenbahn auf ein Fuhrwerk nicht überschritten, wenn die für die Weiterbeförderung in Betracht zu ziehende Teilmengen durch Abwiegen oder durch Abzählen festgestellt werden (RFH. V. v. 30. September 1925.)

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E. V., Berlin W. 30, Nollendorfplatz 3 I.)

Nachdem Herr Ingenieur A. Bartels, der in kritischer Zeit mit großer Aufopferung die Gruppe Ostpreußen als Vorsitzender vertrat, am 2. November 1925 sein Amt niedergelegt hat, wurde an seiner Stelle Herr Direktor Diplomingenieur Sensse, Königsberg, zum Vorsitzenden der Gruppe gewählt.

Herr Direktor E. Lupescu von der Wayß & Freytag A.-G. in Frankfurt a. M. wurde anläßlich des 50 jährigen Geschäftsjubiläums der Gesellschaft zum Ehrensenator der Technischen Hochschule Darmstadt ernannt.

Die Technischen Vorschriften für Bauleistungen sind jetzt auch als Normenblätter der DIN-Normen erschienen (DIN 1962 bis 1985 und Übersichtsblatt). Die Einzelblätter für die verschiedenen Bauarbeiten kosren 10—20 Pfg., der ganze Satz 1,85 M. Bei größeren Bestellungen treten Verbilligungen ein. Die Blätter sind zu beziehen vom Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin SW. 19, Beuthstr. 8.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 43 vom 29. Okt. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. D 46 567. Rudolf Driehsen, Sterkrade. Formstein für den Stollenausbau. 11. XI. 24.

Kl. 20 h, Gr. 7. J 25 991. Georg Junghans, Charlottenburg, Ulmenallee 29. Rangiervorrichtung für Verschiebebahnhöfe. 4. IV. 25.

Kl. 20 i, Gr. 4. K 89 761. Gottfried Künstler, Dortmund, Viktoriastraße 17. Anschlußweiche für Grubenbahnen; Zus. z. Anm. K 84 648. 30. V. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. A 36 809. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher, u. Kurt Ullrich, Leipzig-Kleinzschocher, Windorfer Str. 62. Seilunterstützung für Kabelkrane. 17. XII. 21.

Kl. 80 b, Gr. 1. G 58 452. Frank Guy, „Home Lea" Chelsea, u. Milton Livingstone Davey, Melbourne, Austr.; Vertr.: C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von wasserdichtem Beton. 8. II. 23. Australien 22. II. 22.

Kl. 80 b, Gr. 3. R 57 949. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M., u. Oskar Tetens, Örlinghausen. Herstellung von ungesinterten hydraulischen Bindemitteln. 3. III. 23.

Kl. 80 b, Gr. 8. G 63 845. Carl Gander, Joinville-le-Pont, Frankr., u. Leo Hirsch, Frankfurt a. M.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kaiser, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung eines hochfeuerfesten und säurebeständigen Baustoffes. 19. III. 25.

Kl. 80 b, Gr. 19. K 92 257. Walter Kehse, Dresden-Kemnitz, Mobschatzer Str. 60. Imprägnierung von hochwertigen Steingebilden. 27. XII. 24.

Kl. 81 e, Gr. 32. W 68 710. Werschen-Weißenfelser Braunkohlen-Akt.-Ges., Halle a. S., u. Max Jaschke, Neuzetsch, Post Hohenmölsen. Anlage zum Aufschütten von Dämmen. 4. III. 25.

Kl. 84 a, Gr. 3. D 39 541. Fa. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund, u. Dipl.-Ing. J. H. Flach, Frankfurt a. M.-Süd, Offenbacher Landstr. 45. Verfahren und Vorrichtung zum Öffnen und Schließen einer zweiflügeligen, gegen eine Anschlagleiste abgestützten Drehklappe. 20. IV. 21.

Kl. 84 a, Gr. 3. D 42 683. Fa. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund. Dreh- und hebbares Wehr. 17. V. 22.

Kl. 84 a, Gr. 6. St 36 209. Karl Stummer, Hirschwang, Nieder-Österr.; Vertr.: Fritz Bruns, Charlottenburg, Rönnestr. 10. Rechenharke. Österreich 8. X. 21.

Kl. 85 c, Gr. 6. V 18 776. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig. Schlammheber für Kläranlagen, bestehend aus einer unter Wasserdruck setzbaren Druckkammer. 19. XII. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 43 vom 29. Okt. 1925.

Kl. 20 i, Gr. 35. 421 578. Telefunken Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin. Vorrichtung zur Übertragung von Signalen auf fahrende Züge. 7. XII. 24. T 29 626.

Kl. 37 a, Gr. 2. 421 805. Max Galke, Eisenach, Bismarckstr. 37. Kreuzweise bewehrte Hohlkörper- oder Leichtkörper-Eisenbetonrippendecke. 15. VII. 23. G 59 542.

Kl. 80 b, Gr. 5. 421 776. Dr. Richard Grün, Düsseldorf, Roßstr. 107. Verfahren zur Herstellung eines salzwasserbeständigen Zements aus Hochofenschlacke. 11. III. 23. G 58 651.

Kl. 80 b, Gr. 18. 421 777. Erik Christian Bayer, Kopenhagen; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W 8. Verfahren zur Herstellung von porösen Baustoffen. 9. IX. 23. B 111020. Dänemark 11. IX. 22 bzw. 18. III. 23 bzw. 2. V. 23.

Kl. 81 e, Gr. 31. 421 664. Braunkohlen- u. Briket-Industrie A.-G., Berlin. Abraumförderbrücke. 6. IV. 23. B 109 200.

Kl. 81 e, Gr. 39. 421 769. Dipl.-Ing. Friedr. Tannert, Leipzig, Weststr. 8. Abraumförderbrücke. 22. XI. 24. T 29 571.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Temperaturschwankungen und Temperaturbewegungen von Beton- und Steinbrücken. Von Dr.-Ing. Fr. Vogt Mit 11 Textabb Berlin 1925, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 5,70 RM.

Die vorliegende wertvolle Schrift gibt zunächst in ihrem ersten Teile (I) eine allgemeine Übersicht über die bisherigen Beobachtungen der Temperaturbewegungen und Temperaturschwankungen von Betonbauten sowie über ältere Laboratoriumsversuche über das Wärmeleitungsvermögen von Beton und über die bisherigen Vorschriften bzgl. Berücksichtigung dieser Schwankungen. In Teil II wird eine mathematische Beziehung abgeleitet zwischen dem äußeren Temperaturverlauf und dem Verlauf in verschiedenen Tiefen eines homogenen Betonkörpers auf Grund seiner Wärmeleitzahl. Hierbei handelt es sich einmal um eine Prüfung des bisherigen Beobachtungsmaterials auf seine allgemeine Verwendbarkeit hin, zum anderen um die Gesetze der äußeren und inneren Wärmeleitung, um die Bestimmung der größtmöglichen Temperaturschwankung für eine bestimmte Tiefe bzw. bei äußerem Temperaturverlauf für einen bestimmten Zeitpunkt. Teil III zieht dann die Schlüsse aus den vorangegangenen Erörterungen und behandelt die Ableitung der für die Berechnung der Temperaturschwankungen anzunehmenden Werte und die Schätzung der hierdurch bedingten Nebenspannungen. Hierbei werden die genauer beobachteten Scheitelbewegungen der Brücken über die Wallstraße in Ulm, über die Donau bei Neuburg, über den Neckar bei Cannstatt (Eisenbahnbrücke) und über das Syratal in Plauen i. V. (König-Friedrich-August-Brücke) herangezogen. Recht wertvoll ist in diesem Teile der Nachweis der starken Schwindmaße im Betongewölbe (bis 0,35 mm auf 1 m!). Mit Recht betont der Verfasser deshalb, daß — wie schon Köpcke stets betont hat — diese großen Schwindwirkungen in erster Linie die Bedenken gegen die Ausführung statisch unbestimmter Betongewölbe rechtfertigen; zum mindesten ist ihre Berücksichtigung bei der statischen Berechnung dringend erforderlich! — Zum Schlusse seiner klaren und eindringlichen Ausführungen weist der Verfasser zusammenfassend darauf hin, daß sich aus den Beobachtungen über die Temperaturbewegungen der Gewölbe eine Beantwortung der vorstehend erwähnten Fragen nicht geben läßt, daß man vielmehr hierzu einer klaren Einsicht über den Zusammenhang zwischen äußerem Temperaturverlauf und innerer Temperaturschwankung der einzelnen, verschieden von außen entfernten Querschnittsteile bedarf. Auf diese Verhältnisse wissenschaftlich klärend hingewiesen zu haben, ist das besondere anerkennenswerte Verdienst der Arbeit und ihres Verfassers. M. F.

Ingenieur-Adreßbuch. Mitgliederverzeichnis des Vereins Deutscher Ingenieure, abgeschlossen am 31. März 1925, mit zwei Bildtafeln und drei Karten, V. D. I.-Verlag, Berlin SW 19, Beuthstraße 7. Preis 24 RM.

In diesem Adreßbuche übergibt der V. D. I. der Öffentlichkeit das Verzeichnis seiner 30 000 Mitglieder in Form eines Adreßbuches. Im ersten Teile ist ein Verzeichnis von Ingenieuren gegeben, dem die alphabetische Reihenfolge der Wohnorte zugrunde gelegt ist. Hier sind auch ganz kurze Angaben über das Tätigkeitsgebiet des Einzelnen gemacht. Im zweiten Teile ist das Mitgliederverzeichnis, alphabetisch geordnet, gegeben; es folgen weiter Mitteilungen über den Verein Deutscher Ingenieure und seine Arbeiten, eine Übersicht über die Bezirksvereine und Verbände und endlich Anschriften, die für den Ingenieur von Bedeutung sind. Hierunter befinden sich die Deutschen Reichsbehörden und die Behörden der Länder, soweit sie für technische Arbeiten in Frage kommen. Ein in jeder Hinsicht wohlgelungenes Inseratenverzeichnis nebst Inserentenliste schließt das außerordentlich übersichtliche, handliche und für jeden deutschen Ingenieur notwendige Werk. Durch seine Herausgabe hat der V. D. I. sich um die Allgemeinheit der deutschen Ingenieure ein neues großes Verdienst erworben. M. F.

Tage der Technik. Technisch-historischer Abreißkalender. Von Dr.-Ing. h. c. F. M. Feldhaus. Verlag R. Oldenbourg. Preis 5 RM.

Der Feldhaus-Kalender ist bereits zur Genüge rühmlich bekannt; unerschöpflich schien schon bisher das Archiv des Verfassers. Aber auch diesmal — für das Jahr 1926 — enthält der Kalender neues Material und gibt doch einen geschlossenen Rückblick auf die Entwicklung der Technik. Die Ausstattung des Kalenders ist geschmackvoller, ganz abgesehen davon, daß das neue größere Format eine Verbreiterung erfahren hat, die eine reichere Auswahl der Abbildungen ermöglicht hat. Es ist zu wünschen, daß der Kalender die zahlreiche Aufnahme findet, die ihm gebührt; er gibt eine Fülle von Anregungen und läßt einen den reichen Schatz der Entwicklungsgeschichte der Technik immer wieder mit Stolz erkennen.

Reichel, Ernst, Über Wasserkraftmaschinen. Ein Vortrag für Bauingenieure. 2. Aufl. 70 Seiten. 58 Abb. Gr. 8°. 1925. R. Oldenbourg, München. Geh. 3,20 RM. 140 gr.

Inhaltsangabe: Einleitung — Die Wassermenge — Das Gefälle — Wirkungsweise des Wassers in den Turbinen — Turbinenarten und deren Aufstellung — Turbinenreihen — Verhalten der Turbine unter wechselndem Gefälle — Untersuchung einer Turbine — Regulierung der Turbinen.

Lag schon für das Erscheinen der ersten Auflage des Reichelschen Werkchens über Wasserkraftmaschinen im Jahre 1914 ohne Zweifel ein erhebliches Bedürfnis vor, so ist es sicher keine Übertreibung, wenn man angesichts des gesteigerten Ausbaues der Wasserkräfte und damit der Tatsache, daß heute der Bauingenieur noch weit mehr seine Aufmerksamkeit dem Grenzgebiet des Wasserturbinenbaues widmen muß, behauptet, eine Neuauflage des Büchleins hat uns Bauingenieuren vor allem für die jüngeren angehenden Fachgenossen gefehlt.

Seit dem Erscheinen der ersten Auflage, die in gewisser Hinsicht für die damalige Zeit anscheinend fest verbürgte Ausführungsformen hinsichtlich sowohl des turbinentechnischen wie des wasserbaulichen Teiles von Wasserkraftanlagen zur Darstellung brachte, hat sich auf dem Gebiete des Wasserkraftneubaues eine Entwicklung vollzogen, die heute noch nicht abgeschlossen ist, die aber beides, wasserbaulich neue, eigenartige Lösungen, turbinentechnisch vielfach ganz andersartige Formen gezeitigt hat.

Für den Bauingenieur, der nicht ständig veranlaßt war, beruflich das Grenzgebiet des Wasserturbinenbaues wenigstens etwas genauer zu beobachten, war es sehr schwer geworden, sich zurechtzufinden und für Aufgaben des Wasserkraftausbaues genügend gerüstet zu halten.

Die neue Auflage des Reichelschen Vortrages stellt sich gerade zur rechten Zeit ein, um wieder einmal Führer für manchen Bauingenieur zu werden, ihm in der Zusammenarbeit mit dem Turbinenbauer zu helfen, diese vielfach zu erleichtern.

Wir vertrauen uns diesem Führer gern an, wissen wir doch, daß der alte, erfahrene Fachmann zu uns mit ruhigem Urteil spricht, und wir danken ihm für die Gabe, die er gewissermaßen als letzte aus seiner unmittelbaren Lehrtätigkeit uns schenkte. Möge das Werkchen ebensoviele Freunde, besonders auch unter unseren Studierenden finden, als in der ersten Auflage. Heiser.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Einladung zur Hauptversammlung

am Dienstag, den 1. und Mittwoch, den 2. Dezember 1925 in Berlin.

Tagesordnung:

Dienstag, den 1. Dezember 1925 mittags:

Besichtigung wissenschaftlicher Institute (je nach Wahl)

Gruppe I, **11 Uhr**, Psychotechnisches Institut von Professor Moede an der Technischen Hochschule in Berlin-Charlottenburg, Berliner Str. 171—172. Zugelassene Teilnehmerzahl 30 Personen.

Gruppe II, **12 Uhr**, Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel im Tiergarten. Zugelassene Teilnehmerzahl 25 Personen.

Gruppe III, **1 Uhr**, Staatliche Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem, Lichterfelde, Unter den Eichen 87, Abteilung für Baustoff- und Festigkeitsprüfung. Zugelassene Teilnehmerzahl 50 Personen.

Abends 7¼ Uhr NW 7, im Hause des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin Friedrich-Ebert-Straße 27 (schrägüber dem Reichstagsgebäude)

Ordentliche Mitgliederversammlung.

Geschäftlicher Teil:

Entgegennahme des Geschäftsberichtes und der Abrechnung.
Erteilung der Entlastung für den Vorstand und die Geschäftsstelle.
Festsetzung des Beitrages für das Jahr 1926.
Es liegt ein Vorschlag vor, 8 M. jährlich, für Mitglieder des VDI 6 M., für Junioren 3 M., zu erheben.

Wissenschaftlicher Teil:

Vorträge des Herrn Geh. Regierungsrates Professor Robert Otzen, Hannover, über:
„Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten"
und des Herrn Regierungsbaurat Stegemann, Dresden, über: „Neuere Bauweisen",
gleichzeitig im Rahmen der Vortragsreihe über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen".

Im Vorraum des großen Saales im Ingenieurhause findet eine kleine Ausstellung von Plänen von Ingenieurbauten im Auslande statt. Der Deutsche Ausschuß für Technisches Schulwesen stellt Lehrbildtafeln aus dem Bauwesen aus.

Gleichzeitig ist Gelegenheit gegeben, Erfrischungen einzunehmen.

Mittwoch, den 2. Dezember 1925,

vormittags **10 Uhr**: Besichtigung des Untergrundbahnhofes Nollendorfplatz, gegebenenfalls mit anschließender Baustrecke. Dieser mehrstöckige Kreuzungsbahnhof ist neu erbaut, aber noch nicht in Betrieb genommen (Treffpunkt vor dem Eingang des Hochbahnhofes).

Mittags **12½ Uhr**: Für eine zweite Gruppe Besichtigung der Baustelle der Großkraftwerkes Rummelsburg der Berliner Elektrizitätswerke.

Nähere Bekanntmachung in der Mitgliederversammlung.

Abends 8 Uhr findet ein Vortrag von Herrn Professor Dr.-Ing Ludin, Technische Hochschule Charlottenburg, über: „Wasserwirtschaftliche Aufgaben Transkaukasiens", veranstaltet von dem Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure in der Technischen Hochschule Charlottenburg, Saal 301 statt, zu dem die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen eingeladen sind.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen

G. de Thierry,	Busch,	Baer,
Geh. Baurat, Prof. Dr.-Ing.,	Ministerialrat,	Dipl.-Ing.,
I. Vorsitzender	II. Vorsitzender	Geschäftsführer

Wir hoffen auf eine zahlreiche Teilnahme an der Hauptversammlung. Gäste zu den Vorträgen und den Besichtigungen am 2. Dezember sind willkommen.

Ortsgruppe Brandenburg.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Brandenburg wird in ihrer diesjährigen Vortragsreihe Fragen der Wirtschaftlichkeit im Bauwesen behandeln. Der Vorsitzende, Ministerialrat Busch, leitete die Vorträge am 13. Oktober d. J. mit einem längeren Vorworte ein. Er betonte die Notwendigkeit, über „Rationalisierung der Wirtschaft" im Bauwesen nicht nur zu sprechen, sondern gangbare Mittel und Wege zu finden, daß im Größten wie im Kleinsten der höchste Nutzen mit dem geringsten Aufwand erreicht werde. Sodann sprach Herr Professor Weihe über die Frage:

„Welchen Stand hat der Ersatz der menschlichen Arbeitskraft durch Maschinen im Bauwesen erreicht und wo muß die weitere Ausführung bzw. die Vervollkommnung des maschinellen Betriebes angestrebt werden?"

Der Vortragende unterstützte seine Ausführungen durch die Wiedergabe zahlreicher Diagramme im Lichtbild, deren Veröffentlichung nebst zugrunde liegender Berechnungen bei der späteren ausführlichen Drucklegung der gesamten Vortragsreihe vorgesehen ist. Ein Vergleich zwischen menschlicher und maschineller Arbeitskraft geht zunächst von zahlenmäßig erfaßbaren Kosten aus. Die mittlere Leistung von 1/20 PS oder 1/27 kW bei einem Stundenlohn von 70 Pf. kostet 14 M. je PSh oder 19 M. je kWh gegenüber dem Preis von etwa 40 Pf. je kWh für elektrische Energie. Im Gegensatz zum Handarbeiter tritt aber die Maschine schon mit überaus hohen Kosten belastet in den Betrieb ein und erfordert auch weiterhin besondere Aufwendungen außerhalb der Betriebskosten (Verzinsung, Abschreibung, Reparaturen, Transporte, Montagen), so daß erst von einer bestimmten Arbeitsmenge an ein höherer Grad von Wirtschaftlichkeit durch Maschinen erreicht ist; Leitgedanke für die Ausbildung von Baumaschinen nach Größenordnung und Arbeitsverfahren ist es, das durch die Maschinen dargestellte Kapital so wenig wie möglich der Arbeitslosigkeit auszusetzen, weshalb das unter stets wechselnden Bedingungen schaffende Baugewerbe die Herstellung von möglichst vielseitigen Universalmaschinen verlangen muß. Als Beispiele hierzu für den heutigen Stand der Technik sind die Eimerketten-Trockenbagger zu nennen, die zum Tief- wie Hochbaggern gerader oder gebrochener Böschungen dienen, unter Umständen mit gleich angeschlossenem Förderband. Weiterhin die Löffelbagger, die ihre durch Raupenbänder möglich gewordene Unabhängigkeit vom Schienenweg nicht nur als Bagger, sondern auch als Drehkran, Kranramme, Greifer, Schürfbagger wirtschaftlich auswerten können. Weiterhin eine vom Hüttenamt Sonthofen gebaute selbstfahrende Betonmischmaschine für den Betonstraßenbau für 500 l Füllung mit schwenkbarem Ausleger zum Verfahren des gemischten Materials. Von den örtlich verschiedenen Lohnkosten abhängiger als die große Maschine ist das maschinelle Kleingerät, wie etwa die Preßluft-Niethämmer, Bohrhämmer, Stampfer usw.; die Leistung von zwei Preßlufthämmern ist etwa der Leistung von acht Arbeitern gleichzusetzen, woraus schon ersichtlich ist, daß die Grenze der Wirtschaftlichkeit hier von geringen Lohnschwankungen abhängen kann; selbstverständlich erfordern die Kosten einer Kompressorenanlage wie überhaupt großer Maschinen das Vorhandensein einer bestimmten Arbeitsmenge.

Für Arbeiten geringen Umfanges dient heute als vorzüglichste Antriebsmaschine der Elektromotor, der an Kosten, Gewicht, Beweglichkeit bis zu 8000 PSh (angenommen sind 20 PS-Motoren) vorteilhafter arbeitet als der Schwerölmotor; dieser wird wahrscheinlich durch den neuen kleinen kompressorlosen Dieselmotor verdrängt werden. Der Elektromotor besitzt außerdem so zahlreiche betriebliche Vorzüge wie die Anspruchslosigkeit der Bedienung, die Steuerfähigkeit, die Anpassungsfähigkeit an den Kraftbedarf, das seine mehrfache Einsetzung im Kleinen der Anlage einer großen Maschine mit unvermeidlichen Transmissionsverlusten vorzuziehen ist. Im besonderen hat sich die Anwendung des Elektromotors vorteilhaft erwiesen für Kabelkrane, Turmkrane, Mastenkrane. Die elektrische Betriebsweise leidet aber, namentlich bei geringem Kraftbedarf, durch das Erfordernis, Anschluß an ein Stromnetz zu finden sowie die Hemmungen anderer Stromarten und Spannungen zu überwinden. Auf großen Bauplätzen ist die Erstellung einer eigenen Stromerzeugungsanlage wegen rechnerisch erfaßbarer oder auch nur betrieblicher Vorteile gegeben.

Wirtschaftliche Anwendung von Maschinenarbeit muß sich auf die Auswertung von Beobachtungen stützen, jedoch dürfen Betriebsergebnisse an einer Stelle nicht ohne weiteres auf einen anderen Fall übertragen werden. An technischen Mitteln ist kein Mangel, manche Baumaschinen dürften zur Typung, manche Einzelteile zur Normung reif sein; aber Verbesserungen sollen nicht dem Maschinenbau allein überlassen bleiben; auch der Bauingenieur muß sich in das Wesen der Maschine hineinfühlen und nicht fordern, was nicht oder nur mit hohen Kosten ohne entsprechenden Nutzen möglich ist. Nicht die Maschine ist es, die es macht, sondern der Geist, der sie beherrscht.

In der nachfolgenden Aussprache, an der sich zahlreiche Herren beteiligten, zeigte sich ein besonderes Interesse für die maschinelle Bewältigung des Gußbetonbaues (kontinuierliche Mischung) im allgemeinen wie auch im besonderen für den häufigeren Gebrauch des Gußbetons z. B. bei Hochbauten. Die Anwendung von Maschinenarbeit im Bauwesen wurde auch auf ihre kulturellen und volkswirtschaftlichen Rücksichten hin erörtert, und die Frage einer möglichen Überindustrialisierung auch auf diesem Gebiet für einen späteren Vortragsabend in Aussicht genommen.

Über die von Regierungsbaumeister Sander und Oberbaurat Lübbert am 3. November d. J. gehaltenen Vorträge „Die Normung und Typisierung im Bauwesen und ihre Einführung in die Praxis" wird demnächst berichtet werden.

Als nächster Vortrag am Montag, den 14. Dezember d. J., abends 7½ Uhr, im großen Saal des Ingenieurhauses, Friedrich-Ebert-Str. 27, ist vorgesehen Ingenieur Mast: „Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiter-Nachwuchs". (Eintritt frei, Gäste willkommen.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang — 4. Dezember 1925 — Heft 35

VERSUCHE IM LABORATORIUM DER BAUUNTERNEHMUNG RUD. WOLLE, LEIPZIG, MIT NORMAL- UND STAHLBEWEHRTEN PROBEBALKEN AUS HOCHWERTIGEM BETON.

Von Dr.-Ing. Otto Skall, Leipzig.

Die Versuche wurden zur Erforschung der Festigkeitsverhältnisse von Eisenbeton aus hochwertigem Zement in Verbindung mit Stahlbewehrung und zum Vergleich auch mit Handelsrundeisenbewehrung vorgenommen.

Bei den hochwertigen Zementen hat man zu unterscheiden zwischen hochwertigen Sonder-Portlandzementen und zwischen Schmelzzementen, die aus Bauxit und Kalk in elektrischen Schmelzöfen gewonnen werden. Von ersterer Sorte wurde bei den vorliegenden Versuchen die Marke Rüdersdorf und von letzteren der deutsche Alca-Schmelzzement verwendet. Um auch für die Größe der Biegungszugfestigkeiten des Betons Zahlenwerte zu erhalten, wurden auch einige unbewehrte Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton bis zum Bruch belastet.

Von ähnlichen Versuchen wie die nachfolgend beschriebenen wird in „Beton und Eisen" 1925, Heft 4, von den Professoren Dr. A. Geßner und Dr. A. Nowak berichtet, die im Mechanisch-Technischen Laboratorium der Deutschen Technischen Hochschule in Prag mit Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton (Marke „Standard", Königshof) und Stahlbewehrung durchgeführt wurden.

Die im Laboratorium der Bauunternehmung Rud. Wolle angefertigten Probebalken erhielten durchweg rechteckigen Querschnitt 7×10 cm und eine Länge von 120 cm. Als Eisenbewehrung wurden nur gerade Stäbe mit schrägen Endhaken in einem Abstande der Schwerachse des Stabes von 2,5 cm von der Balkenunterkante verwendet. Das Betonmischungsverhältnis ist für alle Probekörper mit 1:3:2 gewählt worden und setzte sich zusammen aus 1 R.T.Zement; 3 R.T.Quarzsand aus Schönau b. Leipzig; 2 R.T.Diorit-Feinschlag aus Beucha.

Zwecks Ableitung des Verhältnisses der Biegungsdruckfestigkeit zur Würfeldruckfestigkeit wurden aus derselben Betonmischung wie für die Probebalken 20 cm-Würfel hergestellt, und zwar einige aus erdfeuchtem mit 5,65% und andere aus gußfähigem Beton mit 11,4% Wasserzusatz. Alle Probebalken sind aus Gußbeton mit 11,5% Wasserzusatz angefertigt worden.

Die Belastung wurde von einer über dem Balken angeordneten Holztafel durch ein quer gelegtes eisernes I-Trägerstück derart übertragen, daß sie als Einzellast in der Mitte wirkte. Als Belastungsmaterial wurden anfangs eiserne Platten von zerlegbaren Formen benützt, später jedoch aus Gründen einfacherer Lastaufbringung Sandfüllung, die in einem eigens zu diesem Zwecke angefertigten Holzkasten schichtenweise eingebracht wurde. Die Durchbiegungen wurden anfangs an Griotapparaten abgelesen, später an Michaelismessern, die sich für diese Versuche besser bewährt haben als erstere. Die Anbringung dieser Michaelismesser geschah unmittelbar am Balken mittels Eisenklammern, die auf einigen beigefügten Lichtbildern zu sehen sind und weiter keine Bedeutung haben. Es muß aber darauf aufmerksam gemacht werden, damit nicht etwa diese Klammern vom Leser für irgendwelche konstruktive Vorkehrungen gehalten werden.

Die Erprobung der Würfel erfolgte für die aus hochwertigem Portlandzementbeton hergestellten Körper im Alter von 8, 21 und 22 Tagen, für die Schmelzzementbetonwürfel nach 26 Stunden und für die Schmelzzementbetonbalken nach 49—55 Stunden.

Die Eiseneinlagen wurden vor dem Einbringen mit einer Zentimeterteilung versehen, um die infolge der Streckung der Eisen hervorgerufene Verlängerung feststellen zu können.

Die Druckfestigkeiten der Betonwürfel gehen aus nachfolgender Zusammenstellung hervor:

Zusammenstellung der Würfeldruckfestigkeiten.

Druckfestigkeit σ_{bw} in kg/cm²	Alter	Gewicht kg	Herstellungsart	Verwendeter Zement
212,5	8 Tage	18,5	erdfeucht	hochwertiger Portlandzement
250,0	22 „	„	„	dgl.
107,5	8 „	„	gußfähig	dgl.
100,0	8 „	„	„	dgl.
140,0	22 „	„	„	dgl.
260,0	26 Std.	„	erdfeucht	Alca-Schmelzzement

Vor Inangriffnahme des eigentlichen Versuchsprogrammes wurden drei unbewehrte Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton bis zum Bruch belastet. Zwei Balken aus erdfeucht hergestelltem Beton ergaben rd. 140 kg und 120 kg Bruchlast und eine mittlere Biegungsfestigkeit von 32 kg/cm². Ein Balken aus flüssig hergestelltem Beton im Alter von 20 Tagen brach bei einer Last von 100 kg und erreichte somit eine Biegungszugfestigkeit von rd. 26 kg/cm². Bei allen drei unbewehrten Balken trat der Bruch ganz plötzlich auf und führte zum vollständigen Einsturz — eine Erscheinung, die ja allgemein bekannt ist.

Die Beschreibung der Versuche mit bewehrten Balken wird nach folgender Übersicht eingehalten, die jedoch mit der Reihenfolge der Proben nicht übereinstimmt.

A. Probebalken 7×10 cm aus hochwertigem Portlandzementbeton flüssig hergestellt.

1. 1 Balken bewehrt mit 2 Ø 10 mm Handelsrundeisen, alt 8 Tage
2. „ „ „ „ „ „ „ 22 „
3. „ „ „ „ „ Hochbaustahl „ 8 „
4. „ „ „ „ „ „ „ 21 „

B. Probebalken 7×10 cm aus Alca-Schmelzzementbeton, flüssig hergestellt.

5. 1 Balken bewehrt mit 2 Ø 10 mm Hochbaustahl, alt 26 Std.
6. 1 „ „ „ 1 Ø 8 „ Handelsrundeisen „ 49 „
7. 1 „ „ „ „ „ „ „ 54 „
8. 1 „ „ „ „ „ Hochbaustahl „ 50 „
9. 1 „ „ „ „ „ „ „ 55 „

A.

Zu 1. Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton mit 2 Stück 10 mm Ø Handelsrundeisen, alt 8 Tage.

Eigengewicht des Balkens: 20,2 kg
Bruchlast: 668 kg

Biegungsmoment für die Bruchlast:

$$M = \frac{1}{8}\,20{,}2 \cdot 1{,}105 + \frac{668 \cdot 1{,}105}{4} = 185{,}79 \text{ mkg.}$$

Spannungen beim Bruch:

Nullinienabstand $(7\,x + 15 \cdot 1{,}57)\,x = \frac{7\,x^2}{2} + 15 \cdot 1{,}57 \cdot 7{,}5$;

$$x = 4{,}48 \text{ cm;}$$

$$J_x = \frac{1}{3}\,7 \cdot 4{,}48^3 + 15 \cdot 1{,}57 \cdot (7{,}5 - 4{,}48)^2 = 431{,}7 \text{ cm}^4.$$

Biegungsdruckfestigkeit:

$$\sigma_{bd} = \frac{18\,579}{431{,}7} \cdot 4{,}48 = 192 \text{ kg/cm}^2.$$

Eisenzugspannung:

$$\sigma_{ez} = \frac{18\,579}{431{,}7}\,(7{,}5 - 4{,}48) \cdot 15 = 1960 \text{ kg/cm}^2.$$

Verhältniszahl:

$$z = \frac{\text{Biegungsdruckfestigkeit}}{\text{Würfeldruckfestigkeit}} = \frac{192}{\frac{107{,}5 + 100{,}0}{2}} = 1{,}86.$$

Diese Verhältniszahl liegt in Fällen, wo der Bruch durch Zerdrücken des Betons erfolgt, zumeist zwischen 1,5 und 1,8 (siehe Mörsch, Der Eisenbetonbau, I. Bd., 1. Teil, S. 326). Es ergibt sich also aus diesem Versuch eine ziemliche Übereinstimmung mit den in der Literatur angegebenen Werten für z.

Der Bruch trat im Gegensatze zu den unbewehrten Balken allmählich ein durch Überwindung der Betondruckfestigkeit, während das Eisen noch nicht, aber nahe bis zur Streckgrenze beansprucht war. Die Rißerscheinungen waren ähnlich wie bei dem nachfolgend beschriebenen 22 Tage alten Balken gleichen Querschnittes (Abb. 1).

Die Biegungszugfestigkeit von gutem Beton wird zumeist im Mittel mit 30 kg/cm² angegeben. Diese Spannung gilt für den vollen Querschnitt einschl. der Eiseneinlagen (Zustand I) und für das Auftreten der ersten feinen Haarrisse, die aber mit bloßem Auge noch nicht sichtbar sind.

Nullinie und Trägheitsmoment für Zustand I:

$$x = \frac{7 \cdot 10 \cdot 5 + 15 \cdot 1{,}57 \cdot 7{,}5}{7 \cdot 10 + 15 \cdot 1{,}57} = 5{,}6 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot 7\,(5{,}6^3 + 4{,}4^3) + 15 \cdot 1{,}57 \cdot 1{,}9^2 = 697 \text{ cm}^4.$$

Berechnung der Laststufe, bei welcher $\sigma_{bz} = 30$ kg/cm² erreicht wird:

$$30 = \frac{M}{J}\,(h - x) = \frac{M}{697} \cdot 4{,}4$$

$$M = \frac{30 \cdot 697}{4{,}4} = 4750 \text{ cmkg}$$

$$\frac{P \cdot 1{,}105}{4} + \frac{1}{8}\,20 \cdot 1{,}1 = 47{,}5 \longrightarrow P = 160 \text{ kg.}$$

Die ersten feinen Zugrisse, die mit freiem Auge gesehen werden konnten, traten bei etwa 300 kg auf.

Berechnung der Nutzlast, das ist jener Last, bei welcher die zulässigen Spannungen erreicht werden:

Die Eisenspannung $\sigma_e = 1200$ kg/cm² wird erreicht bei einem Moment $M = \frac{431{,}7 \cdot 1200}{15 \cdot 3{,}02} = 11\,400$ cmkg und bei einer zugehörigen Laststufe von $P = \frac{4 \cdot 111{,}23}{1{,}105} =$ rd. 400 kg.

Die Betondruckspannung für diese Laststufe ist:

$$\sigma_{bd} = \frac{11\,400}{431{,}7} \cdot 4{,}48 = 118 \text{ kg/cm}^2.$$

Spannungen bei der Laststufe 300 kg (Auftreten der ersten sichtbaren Risse):

$$M = 2{,}775 + \frac{1}{4}\,300 \cdot 1{,}105 = 85{,}775 \text{ mkg}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{8577{,}5}{431{,}7} \cdot 4{,}48 = 89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{8577{,}5}{431{,}7} \cdot 3{,}02 = \text{rd. } 900 \text{ kg/cm}^2$$

Zu 2. Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton mit 2 Stück 10 mm Ø Handelseisen, alt 22 Tage. Balkengewicht: 19,9 kg.

Laststufen und zugehörige Durchbiegungen f in mm.

Last in kg	f	Last in kg	f	Last in kg	f
192,5	0,9	506	3,40	786	6,50
206,5	1,0	526	3,60	806	6,80
246,5	1,1	546	3,90	826	7,10
226,5	1,3	566	4,10	846	7,40
286,0 (Riß)	1,4	586	4,20	866	8,20
306	1,6	606	4,40	886	8,50
326	1,75	626	4,70	906	8,80
346	1,90	646	4,80	926	9,10
366	2,10	666	5,80	946	9,70
386	2,30	686	5,30	966	10,40
406	2,50	706	5,50	975	
426	2,70	726	5,70	984	
466	3,10	746	6,00	1001,9	11,70
486	3,30	766	6,15	1020	Bruch

Spannungen beim ersten sichtbaren Riß (P = 286 kg):

$$M = \frac{1}{8}\,19{,}9 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4}\,286\;\;1{,}1 = 81{,}25 \text{ mkg.}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{8125}{697} \cdot 5{,}6 = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{8125}{697} \cdot 1{,}9 = 330 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bz} = \frac{8125}{697} \cdot 4{,}4 = 51 \text{ kg/cm}^2$$

Eisenbeanspruchung bei Zustand II:

$$\sigma_{ez}^{II} = 15 \cdot \frac{8125}{431{,}75} \cdot 3{,}02 = 850 \text{ kg/cm}^2.$$

Spannungen beim Bruch:

$$M = \frac{1}{8}\,19{,}9 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4}\,1020 \cdot 1{,}1 = 282{,}75 \text{ mkg.}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{28\,275}{431{,}75} \cdot 4{,}48 = 295 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{28\,275}{431{,}75} \cdot 3{,}02 = 2950 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Verhältniszahl } z = \frac{\sigma_{bd}}{\sigma_{bw}} = \frac{295}{140} = 2{,}10$$

Vergleicht man die Versuchsergebnisse dieser beiden Balken aus gleichem Beton und gleich starker Bewehrung, jedoch verschiedenen Alters miteinander, so sieht man, daß der 22 Tage alte Balken eine $\frac{1020}{668} = 1{,}5$fache Tragfähigkeit erreichte als der 8 Tage alte. Das Auftreten der ersten Risse zeigte sich schon bei einer Eisenzugspannung (Zustand II) $\sigma_{ez} = 850$ kg/cm². Diese Risse hatten aber noch keinen Einfluß auf das Tragvermögen, da die Betondruckspannung bei dieser Laststufe erst $\frac{1}{4{,}5}$ der Biegungsdruckfestigkeit war. Aus diesen wenigen Versuchen können wohl noch keine allgemeinen Schlüsse

gezogen werden. Sollten sich aber die frühzeitigen Rißerscheinungen bei anderen Versuchen auch zeigen, dann hieße es zur Vorsicht mahnen, daß Bauwerke aus hochwertigem Beton nach ganz kurzer Zeit schon mit der vollen rechnungsmäßigen Nutzlast belastet werden. Es darf aber nicht übersehen werden, daß bei den vorliegenden Versuchsbalken weder Bügel noch Stabaufbiegungen vorhanden waren. Erst ausgedehnte Versuchsreihen an verschiedenen Materialprüfungsämtern werden dann endgültige Schlüsse erlauben. Jedenfalls sollte man im Brückenbau, wo auch feine Risse im Laufe der Zeit durch eindringende Gase oder Feuchtigkeit Schaden verursachen können, besonders

Abb. 1.

darauf achten, daß die Eisenbeanspruchung nicht schon nach kurzer Zeit bis zum rechnungsmäßigen Höchstwert ausgenützt wird.

Der Verlauf der Risse und die Art des Bruches ist aus der photographischen Aufnahme Abb. 1 zu ersehen.

Die Eisenbeanspruchung beim Bruch liegt zwischen der Streckgrenze und der Zugfestigkeit, so daß also Streckerscheinungen am Eisen bei genauerer Untersuchung zu bemerken sein müßten.

Zu 3. Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton mit 2 Ø 10 mm Hochbaustahl, alt 8 Tage.

Balkengewicht: 20 kg.

Belastungsstufen in kg	213	300	389	478 kg (Bruchlast)
Zugehörige Durchbiegung in mm .	0,05	0,25 Sichtbare Risse	0,65	0,75 mm

Der Bruch trat plötzlich auf, und als Ursache kann — wie aus Abb. 2 deutlich ersichtlich ist — das Überwinden der Haft-

Abb. 2.

festigkeit angenommen werden. Es zeigen sich zuerst schräge Zugrisse und Losreißen der unteren Deckungsschicht und schließlich vollständiges Freilegen der Eisen.

Die Rißerscheinung erstreckte sich nur auf eine Balkenhälfte, während die andere unversehrt geblieben ist.

Festigkeitsuntersuchung: $n = \frac{E_{ed}}{E_{bd}} = \frac{2\,200\,000}{140\,000} = 15{,}6$

Nullinie und Trägheitsmoment im Spannungszustand II:

$$(7\,x + 15{,}6 \cdot 1{,}57)\,x = \frac{7\,x^2}{2} + 15{,}6 \cdot 1{,}57 \cdot 7{,}5 \longrightarrow x = 4{,}56 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot 7 \cdot 4{,}56^3 + 15 \cdot 1{,}57 \cdot 2{,}94^2 = 426{,}6 \text{ cm}^4$$

Bruchmoment: $M = \frac{1}{8} \cdot 20 \cdot 1{,}105 + \frac{478 \cdot 1{,}105}{4} = 134{,}76$ mkg

$$\sigma_{bd} = \frac{13\,476}{426{,}6} \cdot 4{,}56 = 144 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{13\,476}{426{,}6} \cdot 2{,}94 = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Querkraft am Auflager: $Q = \frac{1}{2} \cdot 20 + \frac{478}{2} = 249$ kg

Schubspannung am Auflager: $\tau_0 = \frac{249}{7 \cdot 6{,}0} = 6{,}0$ kg/cm²

Haftspannung am Auflager: $\tau_1 = \frac{7 \cdot 6{,}0}{2 \cdot 3{,}14} = 6{,}7$ kg/cm²

Die Rechnung ergibt, daß weder der Beton noch das Eisen bis zur vollen Ausnützung der Festigkeitsgrenzen beansprucht waren.

Zu 4. Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton, bewehrt mit 2 Stück 10 mm Ø Hochbaustahl (2,24 % Bewehrung), alt 21 Tage.

Der Balken ist aus Beton gleicher Zusammensetzung und mit gleich starker Bewehrung wie der vorbesprochene hergestellt war aber um 13 Tage älter als ersterer.

Laststufen und zugehörige Durchbiegungen f.

Last in kg	f in mm	Last in kg	f in mm	Last in kg	f in mm	Last in kg	f in mm
102,5	0,7	302,5	2,7	502,5	4,6	702,5	7,0
122,5	0,8	322,5	2,9	522,5	4,9	722,5	7,2
142,5	1,0	342,5	3,1	542,5	5,1	742,5	7,5
162,5	1,1	362,5	3,3	562,5	5,3	762,5	7,7
182,5	1,3	382,5	3,5	582,5	5,5	782,5	8,0
202,5	1,5	402,5	3,7	602,5	5,7	802,5	8,5
222,5	1,7	422,5	3,9	622,5	6,0	822,5	9,4
242,5	2,2	442,5	4,1	642,5	6,2	842,5	Bruch
262,5	2,4	462,5	4,3	662,5	6,4		
282,5	2,5	482,5	4,4	682,5	6,7		

Spannungen beim ersten Riß: P = 102,5 kg

$$M = \frac{1}{8} \cdot 19{,}7 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4} \cdot 102{,}5 \cdot 1{,}1 = 30{,}9 \text{ mkg}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{3090}{697} \cdot 5{,}6 = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{3090}{697} \cdot 1{,}9 = 126 \quad „$$

$$\sigma_{bz} = \frac{3090}{697} \cdot 4{,}4 = 19{,}5 \quad „$$

Eisenzugspannung für diese Laststufe für Zustand II:

$$\sigma_{ez}^{II} = 15 \cdot \frac{3090}{426{,}6} \cdot 2{,}94 = 320 \text{ kg/cm}^2.$$

Spannungen beim Bruch:

$$M = \frac{1}{8} \cdot 19{,}7 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4} \cdot 842{,}5 \cdot 1{,}1 = 232{,}7 \text{ mkg}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{23\,270}{426{,}6} \cdot 4{,}56 = 249 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{23\,270}{426{,}6} \cdot 2{,}94 = 2400 \quad ,,$$

Die Betondruckspannung dürfte bei diesem Balken noch nicht ganz den Höchstwert der Druckfestigkeit erreicht haben, da beim Versuch 2 $\sigma_{bd} = 295$ kg/cm² erreicht worden ist. Auch die Eisenzugspannung ist mit $\sigma_{ez} = 2400$ kg/cm² für Stahl noch weit unter der Streckgrenze sowie auch unter der Proportionalitätsgrenze, die erst bei 2500 kg/cm² beginnt. Die Rißerscheinung, die im Lichtbild Abb. 3 zu erkennen ist, läßt wieder auf den geringen Haftwiderstand der Stahlbewehrung in Verbindung mit hochwertigem Portlandzementbeton schließen, da sich wieder der wagerechte Haftriß auf einer Balkenseite zeigte.

Haftspannungsnachweis für die Bruchlast:

$$Q_{max} = \frac{19{,}7}{2} + \frac{1}{2} \cdot 842{,}5 = 431 \text{ kg}$$

$$\tau_0 = \frac{431}{7\left(7{,}5 - \frac{4{,}56}{3}\right)} = 10{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_1 = \frac{7 \cdot 10{,}3}{6{,}28} = \underline{11{,}5 \text{ kg/cm}^2}$$

Vergleicht man sämtliche aus 1—4 erhaltenen Schlüsse mit den in „Beton u. Eisen" 1925, Heft 4, S. 56 veröffentlichten Prager Versuchsergebnissen, so muß hier auffallen, daß die ersten Haarrisse bei den hier beschriebenen Versuchen viel früher aufgetreten sind als bei denen in der Prager Versuchsanstalt, die dort erst bei Belastungen aufgetreten sein sollen,

Abb. 3.

welche die 1½fache Nutzlast überschritten haben. Ferner sind bei den Prager Versuchen in keinem Falle Zerstörungen aufgetreten, die auf Überwindung der Haftfestigkeit der eingebetteten Stahleinlagen schließen lassen würden. Die Prager Versuchsbalken wurden — wie eingangs erwähnt — unter Verwendung von hochwertigem Königshofer „Standard"-Portlandzement hergestellt, und es ist daher die Vermutung naheliegend, daß diese Zementmarke einen zugfesteren Beton von besserer Haftwirkung liefert als der Rüdersdorfer hochwertige Portlandzement.

B.

Die weiter beschriebenen Versuche erstrecken sich auf Probebalken gleichen Betonquerschnittes wie vor mit Beton aus deutschem „Alca"-Schmelzzement in flüssigem Zustande hergestellt.

Zu 5. Balken aus Alca-Schmelzzementbeton bewehrt mit 2 St. 10 mm Ø Hochbaustahl, alt 26 Stunden.

Dieser Versuch sollte nur zur Vorbereitung der weiteren Proben und zur oberflächlichen Beurteilung der Haftwirkung zwischen Schmelzzementbeton und Stahlrundeisen dienen. Es wurden bei der Herstellung dieses Balkens die 2 Stück 10 mm Ø Hochbaustahl benützt, die bei dem unter 3 beschriebenen Versuch schon verwendet waren. Die Eisen waren also bereits

Abb. 4.

bis $\sigma_{ez} = 1400$ kg/cm² vorher beansprucht gewesen. Von dem Bruchzustand dieses Balkens ist keine photographische Aufnahme hergestellt, das Rißbild ist in der Abb. 4 skizziert worden.

Die Bruchbelastung erreichte das Gewicht von 717 kg.

Der erste Riß war bei der Laststufe von 360 kg sichtbar.

Spannungen im Bruchzustand (Zustand II):

$$\text{Bruchmoment: } M = \frac{1}{8}\, 19{,}85 \cdot 1{,}115 + \frac{717 \cdot 1{,}115}{4} = 201{,}75 \text{ mkg.}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{20\,175}{426{,}6} \cdot 4{,}56 = 215 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{20\,175}{426{,}6} \cdot 2{,}94 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

Die Zerstörung erfolgte durch Überwindung der Druckfestigkeit des Betons. Es zeigte sich aber auch auf einer Balkenhälfte ein wagerechter Riß, der wiederum als Haftriß zu erklären ist.

Zu 6. Balken aus Alca-Schmelzzementbeton bewehrt mit 1 St. 8 mm Ø Handelsrundeisen, alt 49 Stunden.

Gewicht des Balkens: 19,7 kg.
Erster sichtbarer Riß bei Laststufe P = 170,5 kg.
Bruchlast bei Laststufe P = 401,5 kg.
Spannungen bei der Laststufe des ersten Risses:

a) Zustand I: $x = \frac{10 \cdot 7 \cdot 5 + 15 \cdot 0{,}5 \cdot 8}{10 \cdot 7 + 15 \cdot 0{,}5} = 5{,}3$ cm

$$J = \frac{1}{3}\, 7\,(5{,}3^3 + 4{,}7^3) + 15 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}7^2 = 647{,}5 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{1}{8}\, 19{,}7 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4}\, 170{,}5 \cdot 1{,}1 = 49{,}7 \text{ mkg.}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{4970}{647{,}5} \cdot 5{,}3 = 40{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{4970}{647{,}5} \cdot 2{,}7 = 310 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bz} = \frac{4970}{647{,}5}\,(10 - 5{,}3) = 36 \text{ kg/cm}^2$$

b) Zustand II: $(7x + 15 \cdot 0{,}5)\,x = 3{,}5\,x^2 + 15 \cdot 0{,}5 \cdot 8 \rightarrow x = 3{,}25$ cm

$$J = \frac{1}{3}\, 7 \cdot 3{,}25^3 + 15 \cdot 0{,}5 \cdot 4{,}75^2 = 250{,}5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bd} = \frac{4970}{250{,}5} \cdot 3{,}25 = 64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{4970}{250{,}5} \cdot 4{,}75 = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Die Laststufe, bei welcher die nach Zustand II berechnete Eisenzugspannung $\sigma_{ez} = 1200$ kg/cm² erreicht, folgt aus:

$$15 \cdot \frac{M}{250{,}5} \cdot 4{,}75 = 1200 \longrightarrow M = 4200 \text{ cmkg}$$

und $\frac{1}{8} \cdot 19{,}7 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4}\, P \cdot 1{,}1 = 42{,}0$

mit P = 142 kg (= Nutzlast).

Der erste Riß war somit bei der $\frac{170,5}{142} = 1{,}2$fachen Nutzlast bemerkbar. Dieses Ergebnis ist wesentlich günstiger als das der unter 1—4 beschriebenen Versuche.

Spannungen beim Bruch:

$$M = \frac{1}{8}\,19{,}7 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4}\,401{,}5 \cdot 1{,}1 = 112{,}7 \text{ mkg}$$

$$\sigma_b = \frac{11\,270}{250{,}5} \cdot 3{,}25 = 146 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{11\,270}{250{,}5} \cdot 4{,}75 = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

Der Bruch erfolgte sehr langsam durch Überwindung der Streckgrenze des Eisens, während die Druckfestigkeit des Betons noch nicht erschöpft war. Die photographische Aufnahme Abb. 5 vom Bruchzustand ist infolge Überbelichtung undeutlich, doch ist das Wesen der Rißbildung darauf zu erkennen. Übrigens zeigt Abb. 6 dieselbe Bruchursache, da der nachfolgende Versuch als Parallelversuch zu gelten hat. Es ergab sich die bekannte Rißerscheinung für Balken mit schwacher Bewehrung, bei welchen die Streckgrenze des gezogenen Eisens schon erreicht wird, ehe der Beton auf der Druckseite gefährliche Spannungen erleidet. (Vgl. hierzu Mörsch, Der Eisenbetonbau, I. Band, 1. Hälfte, S. 325 und Abb. 257 daselbst.)

Nach Beendigung des Versuches wurde der Balken zerstört und das Eisen freigelegt und auf Streckerscheinungen beobachtet. Es zeigte nach Messung der Dicke eine Einschnürung

Abb. 5.

von 8,1 mm auf 7,65 mm Ø und auf der Zentimeterteilung eine Verlängerung von 10 mm auf 11 mm.

Zu 7. Parallelversuch zu 6, Alter des Balkens: 54 Stunden.

Laststufen in kg	Durchbiegungen in mm
152	1,1
170 (Riß)	1,5
269	3,1
303	3,7
340	4,2
368	4,5
377	4,9
413	7,9
430,5	9,4
448	12,1
465,5	15,4
484,0	Bruch

Spannungen beim ersten Riß wie bei Nr. 6:

$$\sigma_{bd} = 40 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_{ez} = 300 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_{bz} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

Spannungen beim Bruch:

Bruchmoment $M = 2{,}7 + \frac{1}{4}\,484 \cdot 1{,}1 = 135{,}7$ mkg.

$$\sigma_{bd} = \frac{13\,570}{250{,}5} \cdot 3{,}25 = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{13\,570}{250{,}5} \cdot 4{,}75 = 3850 \text{ kg/cm}^2$$

Über die Art des Bruches ist dasselbe zu bemerken wie zuvor, die Zerstörung erfolgte ebenfalls sehr langsam durch

Abb. 6.

Überwindung der Streckgrenze des Eisens. Die Abb. 6 läßt die Rißbildung und Zerstörungserscheinung deutlich erkennen.

Zu 8. Balken aus Alca-Schmelzzementbeton bewehrt mit 1 St. 8 mm Ø Hochbaustahl, alt 50 Stunden.

Laststufe des ersten Risses: P = 118 kg.
„ „ Bruches: P = 547 kg.

Spannungen bei P = 118 kg:

$$M = \frac{1}{8} \cdot 19{,}5 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4} \cdot 118 \cdot 1{,}1 = 35{,}2 \text{ mkg.}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{3520}{647{,}5} \cdot 5{,}3 = 28{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{3520}{647{,}5} \cdot 2{,}7 = 220 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bz} = \frac{3520}{647{,}5} \cdot 4{,}7 = 25{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

Abb. 7.

Spannungen beim Bruch:

Bruchmoment: $M = \frac{1}{8} \cdot 19{,}5 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4} \cdot 547 \cdot 1{,}1 = 152{,}7$ mkg.

$$\sigma_{bd} = \frac{15\,270}{250{,}5} \cdot 3{,}25 = 198 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{15\,270}{250{,}5} \cdot 4{,}75 = 4350 \text{ kg/cm}^2$$

Die Rißerscheinungen gehen aus Abb. 7 hervor und sind in ähnlicher Weise aufgetreten wie bei den mit Handelsrundeisen bewehrten Balken. Irgendwelche Risse infolge Überwindung der Haftfestigkeit sind hier nicht beobachtet worden. Die ersten Haarrisse zeigten sich aber bei einer niedrigeren Laststufe als bei den Balken mit Handelsrundeisen.

Zu 9. Parallelversuch zu 8: Alter des Balkens 55 Stunden.

Laststufe des ersten Risses: P = 117 kg.
Bruchlast: P = 496,7 kg.

Laststufe in kg	Durchbiegung in mm	Laststufe in kg	Durchbiegung in mm	Laststufe in kg	Durchbiegung in mm
63	0,4	280,0	3,6	458,2	9,2
117	0,8	316,0	4,3	476,2	15,0
155,5	1,5	351,5	5,1	494,2	
174,0	1,9	385,2	5,8	496,7	Bruch
209,5	2,5	421,7	7,0		
244,5	3,1	440,2	7,5		

Spannungen beim ersten Riß:

$$M = \frac{1}{8} \cdot 19{,}1 \cdot 1{,}1 + \frac{1}{4} \cdot 117 \cdot 1{,}1 = 34{,}84 \text{ mkg}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{3484}{647{,}5} \cdot 5{,}3 = 28{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{3484}{647{,}5} \cdot 2{,}7 = 219 \quad ,,$$

$$\sigma_{bz} = \frac{3484}{647{,}5} \cdot 4{,}7 = 25{,}4 \quad ,,$$

Abb. 8.

Spannungen beim Bruch:

$$M = 2{,}64 + \frac{1}{4} \cdot 496{,}7 \cdot 1{,}1 = 139{,}64 \text{ mkg}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{13\,964}{250{,}5} \cdot 3{,}25 = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{13\,964}{250{,}5} \cdot 4{,}75 = 3950 \quad ,,$$

Die Abb. 8 zeigt im Lichtbild den Zustand nach dem Bruch. Die Erscheinungen waren wieder ähnlich wie bei dem vorbeschriebenen Versuch.

Vergleicht man die Ergebnisse der Versuche 8 und 9 miteinander, so ist das Auftreten der ersten Risse nahezu bei der gleichen Laststufe erfolgt, und zwar bei einer rechnungsmäßigen Eisenbeanspruchung $\sigma_{ez}^{II} = 1000$ kg/cm², also unterhalb der Nutzlast. Als zulässige Eisenzugspannung darf für Hochbaustahl nach dem Entwurf der neuen Eisenbetonvorschriften 1925 $\sigma_{ez} = 1500$ kg/cm² angenommen werden.

Die Ergebnisse sämtlicher Versuche lassen sich kurz dahin zusammenfassen, daß die ersten feinen sichtbaren Risse bei stahlbewehrten Balken durchweg bei niedrigeren Laststufen aufgetreten sind als bei den mit Handelsrundeisen bewehrten Balken, und zwar sowohl bei Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton als auch bei Balken aus Schmelzzementbeton. Beim hochwertigen Portlandzementbeton sind die ersten Risse schon bei Eisenbeanspruchungen aufgetreten, die weit unter der zulässigen Eisenspannung liegen. Beim Schmelzzementbetonbalken mit Handelsrundeisen war jedoch der erste Riß bei größeren Laststufen bis zur 1,2fachen Nutzlast sichtbar. Der frühzeitige Beginn der ersten Risse mag auch auf das Fehlen von Bügeln und Schrägeisen zurückgeführt werden, sowie auf den geringen Gleitwiderstand der Stahlbewehrung, der sich besonders bei den Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton bemerkbar machte und dort zu Haftrissen führte, welche die Zerstörung verursachten. Bei Alca-Schmelzzementbetonbalken sind aber Zerstörungen, die auf Überwindung der Haftfestigkeit der eingebetteten Stahleinlagen schließen lassen würden, nicht beobachtet worden.

Zum Schluß werden noch die Ergebnisse der gemessenen Durchbiegungen ausgewertet, weil aus diesen die Elastizitätsmaße abgeleitet werden können. Da die Belastung als Einzellast in der Balkenmitte wirkte, so ist zur Berechnung der Durchbiegung die Formel $f = \frac{1}{48} \frac{P\,l^3}{E\,J}$ zu benützen. Das Eigengewicht des Balkens beträgt rund 20 kg und der Einfluß dieses Eigengewichtes auf die Durchbiegung wird durch Vergrößerung der Einzellast um 10 kg berücksichtigt.

Für den unter 2 behandelten Balken aus hochwertigem Portlandzementbeton mit 2 St. Handelsrundeisen im Alter von 22 Tagen ergeben sich aus obiger Formel der Durchbiegung bei den einzelnen Laststufen und zugehörigen Spannungen folgende Elastizitätsmaße:

P =	192,5 kg;	σ_b = 55 kg/cm²;	E = 144 000 kg/cm²
=	286 ,,	= 84 ,,	= 135 000 ,,
=	406 ,,	= 118 ,,	= 107 000 ,,
		usw.	
=	1020 ,,	= 295 ,,	= 60 000 ,,

Zum Vergleich werden für den unter 4 besprochenen Balken mit Stahlbewehrung sonst gleichen Querschnittes und fast gleichen Alters die Elastizitätsmaße mitgeteilt: Von der Laststufe des ersten Risses (P = 102,5 kg) bis zum Bruch (P = 842,5 kg) entsprechend einem Spannungsintervall von $\sigma_b = 33$ kg/cm² bis $\sigma_b = 249$ kg/cm², fallen die Elastizitätsmaße von E = 103 000 kg/cm² bis auf E = 57 000 kg/cm².

Bei dem Schmelzzementbetonbalken 7 mit 1 St. 8 mm Ø Hochbaustahl verändert sich bei Spannungen von $\sigma_b = 26$ kg/cm² bis $\sigma_b = 174$ kg/cm² das Elastizitätsmaß von E = 200 000 kg/cm² bis E = 36 000 kg/cm².

In Übereinstimmung mit anderen Versuchen konnte also auch hier festgestellt werden, daß das Elastizitätsmaß mit zunehmender Spannung abnimmt (vgl. Mörsch, Eisenbetonbau, I. Bd., 1. Hälfte, S. 61).

Schlußwort: Die Versuche erheben selbstverständlich keinen Anspruch auf Vollständigkeit, sondern sollen nur als Beitrag zu späteren Versuchen großen Umfanges gelten. Sie scheinen aber wertvoll insofern, daß sich daraus ergibt, daß vor frühzeitiger Belastung von Betonbauwerken aus hochwertigem Portlandzement mit der vollen rechnungsmäßigen Nutzlast gewarnt werden muß, nicht etwa im Interesse der Bruchsicherheit, sondern im Interesse der Rißsicherheit. Ferner mahnen die Versuche auch zur Vorsicht bei Verwendung von Stahleinlagen als Bewehrung für Bauteile aus hochwertigem Portlandzementbeton mit Rücksicht auf die Haftfestigkeit. Es muß aber betont werden, daß bei den Versuchen nur mit einer Marke hochwertigen Portlandzementes gearbeitet wurde, und es bleibt späteren Versuchen vorbehalten, ob bei anderen hochwertigen Zementen auch ähnliche Erfahrungen zu beobachten sein werden.

Die Versuche wurden in der Zeit vom 22. bis 25. Juli und 3. bis 4. August 1925 ausgeführt.

DIE AUTOMOBILSTRASSEN MAILAND—LOMBARDISCHE SEEN.

Von Ingenieur Paul Thorz der Società Anonima, Costruzioni, Mailand.

Übersicht. Das erste Automobilstraßennetz Italiens als staatlich konzessioniertes Privatunternehmen. — In Längenprofil und Linienführung großzügige Einhaltung aller die Geschwindigkeit begünstigenden Prinzipien; Vermeidung sämtlicher Kreuzungen im Niveau. — Fahrbahn als Betondecke mit Teerstrich auf Kiespacklage. — Bau. — Betrieb und Frequenz.

Abb. 1. Lageplan.

Abb. 2. Normalprofile. a) Damm im Hauptast. b) Einschnitt in den Nebensträngen.

Abb. 3. Mischmaschine und eiserner Fachwerkträger zum Profilieren der Straßendecke.

Abb. 4. Überbrückung der Nordbahn während des Baues.

Das erste Netz von Automobilstraßen in Italien verdankt seine Entstehung privater Initiative. Die Straßenbauunternehmung Puricelli-Mailand hatte in den Jahren 1919—1920 ein diesbezügliches Projekt ausgearbeitet und im Herbst 1922 bildete sich unter Führung dieser Firma die „Aktiengesellschaft für Bau und Betrieb des Straßennetzes Mailand—Lombardische Seen"[1]). Der Staat hatte der Gesellschaft das Recht auf Bau und Betrieb erteilt und bestimmt, daß die für die Errichtung von anderen Verkehrsadern gültigen Gesetze, wie z. B. das der Enteignung der notwendigen Grundstücke, auch auf das neue Unternehmen anzuwenden seien; die der Gesellschaft erteilte Konzession wurde auf 50 Jahre erstreckt, nach deren Ablauf die Anlage ohne weitere Entschädigung in den Besitz des Staates übergehen soll.

Die Linienführung und das Längenprofil der Straßen werden den Hauptzweck — Erzielen der größten Geschwindigkeit bei einem Minimum an Kraft- und Materialaufwand — durch lange gerade Strecken gerecht (bis zu 18 km), durch Einschaltung von Bogen mit möglichst großem Halbmesser (bis auf 4 sind alle Richtungsänderungen mit Radien von über 500 m ausgeführt) und durch Einhaltung einer oberen Grenze von 30 $^0/_{00}$ für Steigungen, die im Bruchpunkt mit einem Bogen von 3000 m Halbmesser übergeführt werden. Die Durchführung dieser Grundsätze erforderte naturgemäß verhältnismäßig große Erdbewegungen (Dämme bis 15 m Höhe

[1]) Die hier u. i. F. gemachten Angaben sind zum großen Teile der Broschüre Comm. Piero Puricelli, „Le autostrade Milano—Laghi". Milano 1924 (privat) entnommen.

und Einschnitte bis 22 m Tiefe), denen sich jedoch bei dem zum größten Teil aus Alluvium- und Diluviumformationen sowie Moränenfeldern des Ticin und der Adda bestehenden Gelände keine nennenswerten Schwierigkeiten in den Weg stellten. Als besonders wichtig und großzügig ist hervorzuheben, daß sämtliche Kreuzungen im Niveau vermieden wurden.

Abb. 2a zeigt das Normalprofil des insgesamt 33,100 km langen Hauptastes Mailand—Lainate—Gallarate (s. Lageplan Abb. 1); Abb. 2b das Normalprofil der abzweigenden Strecken. Die Gesamtlänge der Straßen beträgt 85,020 km.

Bei der Ausführung der Fahrbahn hielten sich die italienischen Konstrukteure im allgemeinen an amerikanische Muster. Auf den vorher gut gewalzten Unterbau wurde eine 15 cm starke Packlage aus grobem Flußkies aufgebracht

Abb. 5. Gerade im Hauptast.

und auf diese die eigentliche Fahrbahn in Beton gemäß Abb. 2 aufbetoniert. Ungefähr alle 25 m sind 25 mm breite Dehnungsfugen unter einem Winkel von ungefähr 30 Grad zur Straßenachse angeordnet.

Die zum Betonieren der Fahrbahndecke verwendete Mischung bestand aus 0,50 m³ Sand, 0,75 m³ Schotter und 350 kg Zement, hatte also ein Mischungsverhältnis von 1 : 2 : 3. Abb. 3 zeigt die bei der Ausführung benutzte Maschine, einen Spezialmischer amerikanischer Konstruktion, die auch zum Transport des Mischgutes bis auf ca. 5 m eingerichtet ist. Bei der Ausführung wurde im allgemeinen folgender Arbeitsvorgang beachtet: auf dem zum Aufbringen der Fahrbahndecke geeigneten Unterbau wurde zu beiden Seiten Sand, Schotter und Zement gelagert, zwischen diese Depots ein einfaches Baugleis verlegt, das bis zur Mischmaschine führte (eine lange Ausweiche ermöglichte ununterbrochene Zufuhr) und gemäß dem Baufortschritt schrittweise verkürzt werden mußte. Der Mischmaschine folgte unmittelbar die Anlage zum Profilieren der Straße, auf Schienen laufende Eisenfachwerkträger, die — mit Ausnahme eines — von Hand betrieben wurden. In die Arbeit teilten sich 5 Mischmaschinen, die bei 10stündigem Arbeitstag eine Höchstleistung von 6000 m² Fahrbahndecke (ohne Teerstrich) erzielten, also ungefähr 1150 m³ Beton. Die Gesamtmenge der für die 750000 m² Fahrbahn benötigten Baustoffe betrug 62000 m³ Sand, 120000 m³ Kies und 500000 mg Zement, die Packlage nicht mit eingerechnet. Die fertige Betonplatte erhielt einen Teerstrich, der maschinell in dünnflüssigem Zustande aufgebracht wurde.

Die Vermeidung von Kreuzungen im Niveau erforderte die Anordnung einer Reihe von Objekten als Unterfahrten

Abb. 6. Ansicht in einem Bogen (mit Dehnungsfuge).

Abb. 7. Aussicht unmittelbar vor Mailand.

und Überbrückungen, die mit Ausnahme von 5 Blechträgerbrücken kleiner Spannweite in Eisenbeton ausgeführt wurden. Im ganzen gelangten 78 Brückenkonstruktionen von 2—8 m und 51 von 8—48 m Spannweite zur Ausführung, weiter eine 70 m lange Unterfahrt. Das ganze Werk wurde in der Zeit vom Juni 1923 bis September 1925 vollendet, wobei aber die Fahrbahndecke nicht überall gleichzeitig betoniert, sondern in einem Strang nach dem andern fertiggestellt und dem Betrieb übergeben wurde.

Über den Betrieb selbst dürften einige kurze Angaben von Interesse sein: Die Anlage ist ausschließlich für Motorfahrzeuge mit mindestens 3 pneumatisch bereiften Rädern zugänglich (weder andere Fahrzeuge noch Fußgänger können auf die Straße gelangen, die im übrigen mit Stacheldraht gegen das freie Gelände abgegrenzt ist). Für die Benutzung der Straße wird eine Abgabe geleistet, die in 3 Gruppen — je nach PS-Zahl und Zweck der Wagen, ob Personen- oder Lastwagen — eingeteilt ist und im Mittel ca. 18,75 Lire (ungefähr 3,85 RM.) beträgt. Im Juli d. J. betrug (noch vor Eröffnung des Stranges Gallarate—Vergiate) die tägliche Frequenz im Durchschnitt 600 Wagen bei einer Einnahme von 14000 Lire (2400 RM.).

DIE 21. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN EISENBAUVERBANDES IN KARLSRUHE AM 26. UND 27. OKTOBER.

Zu seiner einundzwanzigsten Hauptversammlung hatte in diesem Jahre der D.E.V. anläßlich des 100-Jahr-Jubelfestes der Technischen Hochschule „Fridericiana", Karlsruhe, nach dieser Stadt eingeladen. Die Verhandlungen am 26. 10. betrafen nur innere Angelegenheiten, ausschließlich für die Mitglieder bestimmt. Am Abend dieses Tages fand ein Begrüßungsabend in der Tiergarten-Wirtschaft gegenüber dem Hauptbahnhof statt, der erkennen ließ, daß auch diesmal nicht nur eine recht erhebliche Anzahl von Mitgliedern, sondern auch von Ehrengästen, Vertretern von Behörden, Technischen Hochschulen und altbewährte Freunde des Verbandes sich eingefunden hatten, unter letzteren als Senioren Wirklicher Geheimer Oberbaurat Dr. Dr. Zimmermann und Hüttendirektor Bosse. Der Abend verlief, wie immer beim D.E.V., in jeder Hinsicht harmonisch und vereinte Gäste und Mitglieder in angeregtem Meinungsaustausch.

Die Verhandlungen des nächsten Tages (27. 10.) fanden in einem Auditorium der Technischen Hochschule Karlsruhe statt und nahmen um 9 Uhr ihren Anfang. Auch hier das gleichbewegte Bild, wie am Abend vorher. In seiner Begrüßungsansprache wies der Vorsitzende des D.E.V., Herr Direktor Eggers, Hamburg, darauf hin, daß trotz der schlechten wirtschaftlichen Lage auch dieses Jahr der Eisenbauverband der satzungsgemäß inneren Hauptversammlung einen Tag angegliedert habe, der im Anschlusse an wissenschaftliche Vorträge dazu dienen soll, über die gerade jetzt den Eisenbau beherrschenden Fragen mit weiteren Kreisen Fühlung zu nehmen und eine Aussprache herbeizuführen. Mit dem Danke an die erschienenen Ehrengäste, unter denen besonders der derzeitige Rektor Magnificus der Karlsruher Hochschule Geheimrat Prof. Dr. Rehbock begrüßt wurde, verband der Vorsitzende seine und des Verbandes herzlichste Glückwünsche an die alma mater Karlsruhe anläßlich ihres 100jährigen Bestehens. In deren Namen dankte Seine Magnifizenz der Rektor für die Begrüßung und Beglückwünschung. Ausgehend davon, daß er in seiner früheren Tätigkeit selbst Eisenkonstrukteur gewesen sei und erst später sich dem Wasserbau zugewendet, aber auch hier reiche Gelegenheit zum Entwurfe und zur Ausführung von Eisenbauten gehabt habe, hieß Seine Magnifizenz den D.E.V. in Karlsruhes Mauern herzlich willkommen, gab dem Dank der Hochschule für eine von diesem der alma mater gemachte Stiftung für einen Jubiläumsfonds Ausdruck und verkündete, daß die Hochschule Karlsruhe auf einstimmigen Antrag ihrer Bauingenieurabteilung beschlossen habe, die Würde eines Dr.-Ing. e. h. Herrn Rudolf Eggers, dem Vorsitzenden des D.E.V., zu verleihen, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die wissenschaftliche Durchbildung der Eisenbauweise im Wege der Versuche. In seinen kurzen aber markigen Dankesworten wies Herr Dr.-Ing. Eggers auf den für ihn besonders bedeutsamen Augenblick hin, an dem ihm die Anerkennung der Karlsruher Technischen Hochschule zuteil wurde, als auf den Zeitpunkt, an dem er vor nunmehr gerade 40 Jahren als junger Student die „Fridericiana" bezogen habe.

Gleiche Anerkennung und allgemeine freudige Zustimmung wie die von Seiner Magnifizenz verkündete Ehrung fand die Mitteilung von Professor Meyer-Leibnitz aus Stuttgart, daß die Technische Hochschule Stuttgart, einem einstimmigen Antrage ihrer Bauingenieurabteilung folgend, beschlossen habe, Herrn — — Baurat Privatdozent Karl Bernhardt in Berlin die Würde eines Dr.-Ing. e. h. in Anbetracht seiner „konstruktiv vorbildlich und wissenschaftlich durchdachten Bauwerke auf dem Gebiete des Industriebaues" zu verleihen, eine Ehrung, die die Hochschule Stuttgart als eine Ehrenpflicht betrachte; sie sei stolz darauf, in Zukunft Herrn Dr. Bernhardt zu den Ihrigen zählen zu dürfen.

Nochmals nahm hierauf Herr Dr. Eggers das Wort, um eines Mannes zu gedenken, gegen den der Eisenbauverband und der gesamte deutsche Eisenbau in allen seinen Teilen stets in tiefer Dankesschuld verharren werde, eines aus der Karlsruher Schule hervorgegangenen, weit über des Reiches Grenzen hinaus bekannten Wissenschaftlers, des Wirkl. Geheimen Oberbaurats Dr. Zimmermann, der am 17. Dezember dieses Jahres seinen 80. Geburtstag in vollster Frische von Körper und Geist begehen könne. Seine Arbeiten aus Vergangenheit und Gegenwart sind heute Allgemeingut der Wissenschaft. Ihm zu danken sei eine Ehrenpflicht des Deutschen Eisenbauverbandes, um so mehr, als er dessen Versuchsausschuß mit Rat und Tat aus seiner hohen wissenschaftlichen Erkenntnis namentlich der Knickvorgänge heraus, stets wirksamst unterstützt habe. Zum äußeren Zeichen dieses dauernden Dankes überreichte der Eisenbauverband die von Künstlerinnenhand, von Frl. Schaper, Berlin, geschaffene Büste des Geheimrats Zimmermann diesem. Eine glückliche Fügung war es, so hob Herr Dr. Eggers hervor, daß die Büste dem Gefeierten gerade in den Räumen der Hochschule überreicht werden könne, in denen seine wissenschaftliche Laufbahn begann. Hier habe er studiert, hier die an der Leipziger Universität eingereichte Doktorarbeit gefertigt, hier das Diplomexamen abgelegt, um dann zunächst im Rheinland, dann in Berlin der praktischen, weiterhin neben ihr der wissenschaftlichen Tätigkeit sich zuzuwenden. Hier in Karlsruhe sei ihm endlich auch im Jahre 1901 die Würde eines Dr.-Ing. e. h. verliehen worden. „Übernehmen Sie", so schloß der Redner seine Ausführungen „die Büste als Ausdruck des Dankes des Deutschen Eisenbauverbandes."

„Es bedarf wohl nicht," so führte Herr Geheimrat Dr. Zimmermann in seiner Danksagung aus, „der Versicherung meines wärmsten und aufrichtigsten Dankes für die hohe und ganz ungewöhnliche Ehrung, die Sie mir mit dieser Gabe erwiesen haben. Aber unabweisbar tritt die Frage an mich heran: womit verdienst Du das? Es ist, als ob mir der dort (auf die Büste deutend) zuraunte: „Laß Dich nicht verblenden; prüfe Dich!" Ich habe mich geprüft und darf Ihnen vielleicht kurz sagen, was dabei herausgekommen ist:

Ich bin auf die Beweggründe für Ihre freundliche Stellung gestoßen, auf drei Faktoren, möchte ich sagen, die dabei mitgewirkt haben.

Der erste ist mein Verdienst. Ich will nicht sagen, daß es Null sei. Das wäre unbescheiden, denn es würde Ihr Urteil herabsetzen. Aber es ist klein; klein, gemessen an dem Maßstab, den ich selber anlegen muß an das, was ich zustande bringen konnte. Die hochfliegenden Pläne der Jugend sind dahin, und man ist zufrieden, wenn man sich sagen kann, daß man seine Pflicht getan hat.

Der zweite Faktor ist das Alter. „Wer lange lebt, hat viel erfahren", sagt Mephisto. Wer lange lebt, hat auch viel Gelegenheit gehabt, zu schaffen, und diese Gelegenheit, die mir ein gütiges Schicksal gewährt hat, ist mit ein Grund dafür, daß die Summe der Arbeit nennenswert geworden ist, die vor Ihnen steht und Ihnen die Anregung gegeben hat zu einer solchen Ehrung.

Der dritte Faktor aber, der ist groß, das ist Ihr Wohlwollen. Und mit dem Wohlwollen ist es bei mir eine ganz eigene Sache gewesen. Ich habe in meinem langen Leben ein ganz ungewöhnlich großes Maß von Wohlwollen gefunden. Ich glaube, es wird wohl nicht viele Fachgenossen geben, denen mehr an Wohlwollen und weniger Übelwollen oder Mißgunst zuteil geworden ist als mir. Dieses Wohlwollen fing an, als ich vor 56 Jahren hier in das Polytechnikum eintrat. Ich kam

von der See, 24 Jahre alt mit einem Vollbart, und wurde von den Professoren in einer merkwürdig liebenswürdigen Weise aufgenommen. Ich hatte sogar das Empfinden, sie hätten Mitleid mit dem alten Burschen, der es auf sich nehmen wollte, eine so ganz andere Tätigkeit zu ergreifen, als er vorher 8 Jahre lang ausgeübt hatte. Immerhin hatte ich dort arbeiten gelernt. Was das heißt, das hat sich dann auch hier gezeigt. Aber auch was das Wohlwollen der Lehrer bedeutete. Man hat mir alle mögliche Unterstützung gewährt. Meine Vorkenntnisse waren lückenhaft, besonders in der Statik. Aber die Herren haben, wenn ich zwischen den einzelnen Vorlesungen in den Dingen, die ich nicht verstanden hatte, Fragen an sie richtete, sich meiner in der freundlichsten Weise angenommen und geduldig Auskunft erteilt. Dasselbe Wohlwollen habe ich dann bei der Reichsbahnverwaltung gefunden. Sie gestattete zum Beispiel, daß ich die ganze Konstruktion für die neue Sternwarte in Straßburg — es war eine eigenartige Arbeit, der Meridiansaal und drei Drehkuppeln mit verwickelten Einrichtungen zum Drehen, Öffnen und Schließen — im Nebenamt ausführte. Da kam mir nun sehr zustatten, was ich hier auf der Hochschule angefangen hatte. Ich war eingetreten mit der Absicht, Maschinenbauer zu werden und habe auch die Kurse bei Grashof, Keller und Hart besucht. Ich wurde dann zwar durch Professor Sternberg, der das Bauingenieurfach vertrat, veranlaßt, dieses als Hauptfach weiter zu verfolgen. Das gleichzeitige Studium des Maschinenbaufaches habe ich aber nicht aufgegeben. Das war eine harte Nuß! Sternberg hatte ich es dann zu verdanken, daß ich sogleich nach Ablegung der Diplomprüfung im Mai 1875 bei der Eisenbahnverwaltung Straßburg Anstellung fand.

So ist es mir weiter gegangen. Alle Vorgesetzten haben sich bemüht, mir über den Zeitverlust wegzuhelfen, den ich durch die Seereisen erlitten hatte. In Straßburg habe ich dann auch die Reifeprüfung am Lyzeum nachgeholt, die ich als junger Mensch versäumt hatte, und darauf noch in Karlsruhe die Staatsprüfung als Baumeister abgelegt, überall begleitet von dem Wohlwollen der maßgebenden Herren. Aus diesen Beispielen sehen Sie, daß mein Weg nicht so ganz eben war, aber immer wieder bin ich Männern begegnet, die bereit waren, mir mit aller Freundlichkeit über die Schwierigkeiten hinwegzuhelfen.

Dann kam ich nach Berlin in das Reichsamt für die Verwaltung der Reichseisenbahnen. Hier wurde mir wieder ein für einen Eisenbahner ungewöhnlicher Auftrag zuteil beim Reichstagshaus, dessen große Kuppel nebst Unterbau ich entwerfen durfte. Dazu war mein Vorgesetzter, der Herr Geheime Oberbaurat Kinel, bereit, mir einen halbjährigen Urlaub zu gewähren, während dem er mich sogar zum Teil selbst vertreten hat. Eine weniger bürokratische Handlungsweise ist wohl kaum denkbar.

Meine Herren! Sie setzen all diesen Beweisen von Wohlwollen durch das Ihrige die Krone auf! Es ist ehrlich und aufrichtig gemeint, wenn ich sage: Das Wohlwollen einer Körperschaft von so ausgezeichneten Männern, wie ich sie vor mir sehe, ist mir so wertvoll, wiegt schwerer als alles, was ich bisher erlebt habe, und gibt meinem Alter einen unschätzbaren Abschluß.

Was kann ich dabei tun? Ich werde mich bemühen, den ersten kleinen Faktor etwas zu vergrößern, meine eigenen Arbeiten fortzuführen, solange es geht. Der zweite Faktor, das Alter, wächst leider von selber. Der dritte Faktor aber, Ihr Wohlwollen, nun ja, das kann wohl kaum noch größer werden, und ich wünsche nur, daß es mir dauernd erhalten bleiben möge."

Nachdem der allseitige und wahrhaft herzliche Beifall, den die Worte des von allen Bauingenieuren hochverehrten Seniors Dr. Zimmermann ausgelöst hatten, verklungen, trat man in die eigentlichen Vorträge ein. Zunächst waren es Betrachtungen wirtschaftlichen Inhaltes, die diesmal — entsprechend den Zeitläufen — gegenüber den technisch-wissenschaftlichen Beratungsgegenständen mit Recht einen größeren Raum einnahmen als sonst üblich. Maßgebend hierfür war die Erwägung, daß es den Kreisen, mit denen zusammen seit langen Jahren der Verband zum Besten des Eisenbaues auf technischem Gebiete arbeitet, nur erwünscht sein muß, auch einen Einblick in das praktische Leben und Wirken des Verbandes tun zu können.

In seinem ersten diesbezüglichen Vortrage gab der Geschäftsführer des DEV., Herr Dr. Oelert, Berlin, in aller Kürze einen allgemeinen Überblick über die wichtigsten wirtschaftlichen Interessengebiete. Während früher der Staat den Rahmen und eine gesunde Grundlage für das Gedeihen der Wirtschaft gab, ist es heute umgekehrt. Die Wirtschaft soll es dem Staate erst wieder ermöglichen, zum Leben und zur Existenz zu gelangen, ein Ziel, das nur erreichbar ist, wenn alle beteiligten Stellen in enger Gemeinschaftsarbeit hierauf hinsteuern.

In dieser Hinsicht erscheint es als wichtiges Erfordernis einer gedeihlichen Zusammenarbeit, daß die Vertreter der Staats- und Wirtschaftsbehörden dem privaten Unternehmertum ein auf Überzeugung beruhendes Verständnis für die heutige Notlage der Industrie, für die Verschiebung des normalen Vergleichsmaßstabes und der Kalkulationsgrundlagen gegenüber früher geltenden Anschauungen entgegenbringen, wie umgekehrt es auch vom Unternehmer zu fordern ist, daß er auch seinerseits die Notlage des Staates mit dem gleichen Verständnis betrachtet, daß aber auch die privaten Unternehmer auf sich selbst Rücksicht nehmen, so daß die nicht vermeidlichen Wettbewerbskämpfe an den ungeschriebenen Gesetzen des „Königlichen Kaufmannes" ihre Grenzen finden.

Es ist nicht zu verkennen, daß die augenblicklichen Wirtschaftsverhältnisse sehr schwierige sind und vielleicht noch schlimmer in Zukunft werden. Legt man die Zahl des letzten Vorkriegsgeschäftsjahres mit 100 zugrunde, so beträgt die Erzeugung des D.E.V. im abgelaufenen Geschäftsjahr nur rund 45%, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß die Beschäftigung nicht zu auskömmlichen Preisen in der Regel erfolgt ist. Im ersten Vierteljahr des laufenden Geschäftsjahres sind von der Produktion des letzten Jahres erst 20% erreicht. Anerkannt wird, mit welcher Hingabe die verantwortlichen Stellen der Reichsbahn bestrebt sind, den Zustand der Brücken und Hochbauten im Bereiche ihrer Verwaltung den Anforderungen der heutigen Zeit anzupassen; hier steht zu hoffen, daß allmählich wieder eine größere Berücksichtigung der Erzeugung des D.E.V. eintreten werde.

Nach den Satzungen des Verbandes ist einem ungesunden, schrankenlosen Wettbewerb entgegen zu treten. Schon in Verfolgung dieses Gedankens sollten Firmen, die ihr Interesse auf die rein geldliche Seite abstellen, nicht gleichberechtigt und gleichbewertet neben solchen stehen, die neben dem selbstverständlichen Gewinn sich auch ihrer Aufgabe bewußt sind, durch Verwertung technischer Fortschritte die konstruktiven Grundlagen des Eisenbaues weiter zu bilden und die hierfür Aufwendungen in geldlicher wie in ideeller Hinsicht machen. Mit Genugtuung ist es in diesem Zusammenhange zu begrüßen, daß die mit den Entwurfsfragen betraute Reichsverdingungsbehörde verschiedene Möglichkeiten der Vergebung voraussieht, durch die der öffentliche Wettbewerb erheblich eingeschränkt wird, und weiter ist dankbar davon Kenntnis zu nehmen, daß die eigentliche Ingenieurarbeit der Entwurfsbearbeitung in Zukunft auch bezahlt werden soll. Alsdann wird auch die oft übergroße Menge nicht bezahlter Arbeit bei Wettbewerben zu einem ganz erheblichen Teile verschwinden. Beispielsweise haben Aufträge im Werte von 4 Mill. Mark in letzter Zeit einen Kostenaufwand für Entwurfsarbeiten an Personal- und Bürounkosten in Höhe von 1,9 Mill. Mark erstehen lassen — Verhältnisse, die schlechthin nicht mehr ertragbar sind.

Von der Erzielung angemessener Preise für die geleistete Arbeit ist der D.E.V. zurzeit noch weit entfernt, wenn man auch dem Ziele etwas näher gekommen ist. In Vergleich mit den Preisen im Frieden erzielen heute die Erzeugnisse im Durchschnitt um 25—30% zwar höher liegende Preise. Ihnen

gegenüber stellen sich aber allein die Lohnsteigerungen auf etwa 55%, die allgemeine Teuerung im Lande auf etwa 30% und die Weltteuerung auf etwa 50%. Rechnet man hinzu, daß zudem Steuern, Soziallasten, Bankzinsen usw. ganz erheblich über den Friedenssätzen liegen, so stellt sich die genannte Steigerung des Verkaufserlöses als eine rein rechnerische dar. Tatsächlich wird der Erlös weit unter diese Grenzen herabgedrückt. Auch im Eisenbau hat zurzeit eine Preisbildung Platz gegriffen, die oft gleichmäßige Grundlagen und Richtlinien vermissen läßt und bei den Abnehmern oft nicht verstanden wird. Allgemeine Preisvergleiche sind allerdings nicht statthaft, da es sich bei den Erzeugnissen des Eisenbaues im Einzelfalle um Individualleistungen handelt; eine Verschiedenheit der Preise bedeutet somit keine Willkürlichkeit, wenn sie auch bis zu einer gewissen Grenze immerhin nur erklärlich bleibt. Ganz besonders schiefe Bilder ergeben sich aber in Zeiten wie den heutigen, in denen vielleicht noch Preise im Verkehr sind, die nur zustande kommen, um den Betrieb, wenn auch mit Verlust, noch notdürftig im Gange halten zu können. Deshalb ist es von dringender Notwendigkeit, sich bald zu einer Preispolitik zurückzufinden, die die oben bezeichneten Fehler vermeidet. Nicht nur Angemessenheit, auch Stetigkeit der Preise ist eine unerläßliche Voraussetzung zur Gesundung. Auch werden die Bestrebungen, den Inlandsmarkt zu festigen, so lange unfruchtbar bleiben, bis wieder ein angemessener Preisstand erreicht ist. Ohne den Inlandsmarkt ist aber auch kein Auslandsmarkt zu erwarten. Auf diesem ist zurzeit das Bild ein besonders trauriges, da der Anteil der Ausfuhr an der gesamten Produktion des Verbandes im abgelaufenen Geschäftsjahr nur ganze 9% betrug, obwohl gerade der Eisenbau mit dazu berufen sein dürfte, ganz wesentlich zur Besserung unserer Handelsbilanz beizutragen als ein Zweig, der im großen und ganzen nur auf der Aktivseite zu finden ist. Wenn auch manchmal in Zeitungsnachrichten von großen Exportaufträgen des deutschen Eisenbaues gesprochen wird, so sind diese Nachrichten entweder unrichtig oder zum mindesten aufgebauscht. Oder endlich es sind Unternehmen, die nur mit Verlust hereingenommen werden, um überhaupt erst wieder einmal außerhalb des Reiches Fuß zu fassen. Hier will in jedem Falle äußerste Zurückhaltung in der Folgezeit am Platze erscheinen. In Zukunft wird die Eisenbauindustrie mit Zähigkeit um ihr Dasein zu kämpfen haben; es wird der Anspannung aller Kräfte bedürfen, um namentlich verloren gegangene Gebiete wieder zu gewinnen und neue ausländische Absatzgebiete zu erschließen. Hierbei wird neben kaufmännischem Weitblick und Wagemut auch die Qualität der deutschen Arbeit eine ausschlaggebende Rolle spielen.

In einem zweiten Vortrage über Wirtschaftsfragen ging Herr Direktor Dr. Klönne, M. d. R., zunächst auf die Frage von Locarno ein, eine Frage, die er nicht vom parteipolitischen Standpunkte, sondern von dem Gesichtspunkte des parteilosen Wirtschaftlers auffaßte. An dem Zustandekommen von Locarno ist die Wirtschaft interessiert, einmal wegen der außerordentlich vielen, im Augenblick schwebenden Anleiheverhandlungen, sodann im Hinblick auf die Weltwirtschaft, in der Deutschland sich keine isolierte Stellung schaffen darf. Allerdings ist die Wirtschaft nicht unter allen Umständen ausschlaggebend; über ihren Wünschen und Erfordernissen stehen die Lebensnotwendigkeiten, steht Ehre und Würde der Nation. Nicht beantwortbar ist zurzeit die Frage, ob durch den Pakt von Locarno die Lebensnotwendigkeiten des deutschen Volkes berührt werden, da alles noch in Gärung und Vorbereitung sich befindet, man nicht weiß, was namentlich an Rückwirkungen zu erwarten ist, und authentische Nachrichten über den ganzen Fragenkomplex noch nicht vorliegen.

Neben Locarno gibt es aber noch andere Fragen, die die Eisenindustrie stark beunruhigen und ihr schwer zu schaffen machen. Hierher gehört in erster Linie das Kartellproblem und die Preisabbautätigkeit der Regierung. In dem, letzteren Zweck behandelnden Erlaß der Regierung wendet sich diese gegen das Kartellwesen, gegen seine Auswüchse und gegen allerlei anderes schlechthin. Auswüchse des Kartellwesens sind unter allen Umständen zu bekämpfen und abzustellen. Bedauerlich ist, daß die Regierung es unternommen hat, den Preisabbau gewissermaßen auf Termin zuzusagen. Die hierdurch bedingte Aktion brachte weiterhin ganze Reihen von gesetzlichen Ankündigungen mit sich, „das Verbot der Repartierungsklausel“, den Ausschluß von Nebenabreden usw.

Die Regierung hätte die führenden Verbände über ihre Absichten in Klarheit setzen sollen, dann wären viel Arbeit und unnütze Nachfragen erspart geblieben. Die Spitzenverbände der Wirtschaft haben erklärt, daß nur solche Kartelle existenzberechtigt seien, welche eine gesunde und wirtschaftsfördernde Politik betreiben. Kartelle, die nur den Zweck haben die Preise hinaufzuschrauben und hochzuhalten, sind in Zukunft nicht mehr zu billigen. Ein gesundes Kartell ist unter den heutigen Umständen aber nicht zu entbehren. Durch ihre freiwilligen Bestrebungen haben allein die Kartelle den Abbau reibungslos zuwege gebracht, der notwendig ist, um die Produktion dem Absatz entsprechend zu verringern. Erst hierdurch sind die Keime geschaffen, um künftighin eine rationelle Wirtschaftsweise wieder groß zu ziehen. Auch ist der volkswirtschaftliche Effekt derartiger Kartelle durch Ersparung überflüssiger Nebeneinanderarbeit, durch Berücksichtigung der Marktlage allgemein bekannt. Es kommt die soziale Bedeutung der ganzen Frage hinzu, da an dem Werk des Unternehmers nicht nur dieser, sondern auch das Leben der Angestellten und Arbeiter hängt. Gegenteilige Folgen, sich auswirkend durch Massenstillegungen, sind nicht auszudenken.

Zu berücksichtigen ist hierbei weiter, daß der Staat selbst seinen Steuerbedarf, seine sozialen Zwangslasten durchaus nicht den Erfordernissen völlig freien Wettbewerbes angepaßt hat, wie man sie glaubt von den Unternehmern verlangen zu dürfen. In diesem Zusammenhange sei nur erinnert an die Zwangswirtschaft im Lohnwesen, an die Zwangsschlichtungen, an das jetzt zum Streikunrecht umgebildete Streikrecht, unterstützt durch den Terror der Massen. Heute werden unsere Arbeiter aufgeputscht von 76 000 Gewerkschaftssekretären, die wir zurzeit in Deutschland haben. Man muß sich darüber klar sein, daß hier die Wurzel unseres heutigen Elendes liegt. Weiter ungünstig wirken die Zwangswirtschaft im Wohnungswesen, Monopolwirtschaft im Gas-, Wasser-, Elektrizitätsbetriebe, die Steigerung der Steuer- und Soziallasten, auf das Drei- bis Vierfache gegenüber der Vorkriegszeit angewachsen, der hohe Reichsbankdiskont usw.

Zu freier Wirtschaft gehört das Recht der einzelnen Unternehmen, sich untereinander zu verständigen, um die Folgen wirtschaftspolitischer Mißwirtschaft von sich abzuwenden. Jede Schematisierung in dieser Hinsicht ist durch die ungeheure Vielseitigkeit des wirtschaftlichen Lebens ausgeschlossen, um so mehr, als der Käufer sich nicht oder nur sehr ungern Vorschriften über die Firma zur Ausführung seiner Bauten machen läßt. Ausschlaggebend ist hierbei in der Regel die persönliche Beziehung des Unternehmers zu seiner Kundschaft. Alles in allem ergibt sich, daß die Lösung des Kartellproblems beim Eisenbau-Verband außerordentlich schwierig ist. Sie kann im allgemeinen nur auf dem Gebiete der Nebenabreden liegen, eine Regelung, die aber nur von dem verstanden wird, der den Zusammenhang auf das genaueste kennt. Aus dem Zusammenhang gerissen, können diese Nebenabreden nicht richtig verstanden und gewürdigt werden. Deshalb ist auch der Zwang, bei der Offertabgabe derartige Nebenabreden bekanntzugeben, ungerechtfertigt und die Regelung unbillig, die nach Pressenachrichten durch einen gesetzlichen Erlaß in Aussicht genommen ist. Reichsbahn- und öffentliche Behörden haben unmittelbar ein Interesse daran, daß die guten Brückenbauanstalten und Eisenbauwerkstätten erhalten werden und erwerbsfähig bleiben. In diesem Sinne erscheint es notwendig, von dem Ausschreibungsverfahren auf öffentlichem Wege nach Möglichkeit abzugehen und sich auf andere Vergebungsmethoden einzurichten.

Übergehend zur Frage der richtig angemessenen Preise wies der Herr Vortragende darauf hin, daß es heute von seiten der beiderseitig Beteiligten mit absoluter Klarheit festzustellen sei, was angemessene Preise sind. Pflicht des Staates sei es, den Unternehmern angemessene Preise zu zahlen und sich nicht an ihnen zu bereichern zu deren Nachteil und auch zum Nachteil der deutschen Volkswirtschaft.

Unklar in den heutigen Regierungsmaßnahmen sei einmal das gleichzeitige Streben nach Zwangswirtschaft und das Predigen freier Wirtschaft; auf der einen Seite wird das Kartell der Arbeiter begünstigt, auf der anderen allgemein das Kartell der Unternehmer zerschlagen; auf der einen Seite wird der Preisabbau verlangt, auf der anderen die Erhöhung der Löhne erstrebt. Selbstverständlich ist nicht zu verkennen, daß die gesamte schlechte Wirtschaftslage letzten Endes im verlorenen Kriege ihren Grund hat, welche bedingt ist durch die Zerstörung der Wirtschafts- und Rohstoffbasis und durch das Zurückgehen unserer Gütererzeugung auf 70—80% der Vorkriegszeit. Mehr Arbeit tut uns not, billiger arbeiten und weniger verzehren ist die Forderung des Tages. Vor allem ist aber immer wieder zu bedenken, daß bei der Uneinigkeit, wie sie heute im deutschen Volke herrscht, ein Hochkommen nicht möglich ist, solange alle gegen alle kämpfen. In diesem Sinne wird auch für die engere Gemeinschaft des Eisenbau-Verbandes zunächst eine Verständigung unter den einzelnen Mitgliedern notwendig sein. Nur wenn diese unter sich einig sind, dann wird auch der Eisenbau den Platz im Wirtschaftsleben, den er einnehmen sollte, wieder erlangen, behaupten und verstärken können.

An die Vorträge „Zur wirtschaftlichen Lage" schlossen sich die Berichte über die Versuchsarbeiten des D.E.V. an. Zunächst sprach Herr Professor Dr. Gehler, Dresden, über

Ergebnisse von Versuchen mit geschweißten Eisenbauteilen.

Hierbei führte er aus, daß das elektrische Schweißverfahren in den letzten Jahren in allen denjenigen Gebieten vielfache Anwendung gefunden und das Nietverfahren verdrängt habe, in denen es vor allem gilt, wasserdichte Verbindungen herzustellen, wie z. B. beim Bau von eisernen Flußschiffen, Gas- und Wasserbehältern, Druckrohrleitungen und dergl.; auch ein kleineres, geschweißtes englisches Seeschiff hat sich seit vier Jahren vorzüglich bewährt. Um jedoch das elektrische Schweißverfahren für Eisenkonstruktionen einzuführen, müssen erst folgende Ziele erreicht werden: Vervollkommnung der Schweißarbeit zur Erlangung möglichst gleichmäßiger Güte, Erforschung des Kräftespiels geschweißter Eisenbauteile und die Möglichkeit der Nachprüfung von Schweißstellen. Während die letzte Forderung bisher noch unerfüllbar erscheint, ist durch die Versuche des Deutschen Eisenbau-Verbandes im Dresdner und Dahlemer Materialprüfungsamt ein wesentlicher Fortschritt in der statischen Erkenntnis von Schweißverbindungen erzielt worden; über sie berichtet der Vortragende an Hand zahlreicher Ergebnisse von Versuchen mit Einzelstäben und Fachwerkträgern bis 9 m Stützweite ausführlich. Auch konnte in den letzten 5 Jahren die Güte des Schweißverfahrens wesentlich verbessert werden, wie aus den Güteziffern der Versuche hervorgeht. Als besonders hervorragend sind die Ergebnisse unter Verwendung englischer Quasi-Arc-Elektroden zu bezeichnen, bei denen die Elektroden mit blauem Asbest und einem Aluminiumdraht umwickelt sind. Nach diesem Verfahren sind in diesem Jahre bereits 40 Eisenbahnbrücken in Australien verstärkt worden. Es ist anzunehmen, daß auch in Deutschland das elektrische Schweißverfahren bei Verstärkung von Brücken künftig Anwendung findet, besonders dann, wenn infolge zu kurzer Anschlußlängen an den Knotenblechen andere Lösungen außerordentlich unwirtschaftlich werden.

Einen zweiten Bericht erstattete Herr Dipl.-Ing. Rein, Berlin, über die

Versuche des D.E.V. mit St. 48.

Die im letzten Jahre eingetretene sehr starke Verwendung des neuen hochwertigen Baustahls St. 48 für eiserne Brücken war dem Ausschuß für Versuche im Eisenbau Veranlassung, die Knickspannungslinie für diesen Baustoff in gleicher Weise zu ermitteln, wie dies im Jahre 1924 mit Prüfstäben für St. 37 durchgeführt wurde. Als Prüfstäbe wurden wiederum solche rechteckigen Querschnitts von 25 × 40 mm Seitenlänge für die Schlankheitsverhältnisse $\lambda = 40$ bis $\lambda = 100$ in unbearbeitetem Zustand verwendet. Geliefert wurden sie von drei verschiedenen Walzwerken, von denen zwei das Material im Siemens-Martin-Ofen und das dritte in der Thomas-Birne erzeugten. Bei sämtlichen drei Reihen gelang es, bereits aus der ersten Walzung eine genügende Zahl von Prüfstäben mit ungefähr gleichen Materialeigenschaften auszusuchen. Im Gegensatz zu dem bei St. 37 angewendeten Verfahren entschloß man sich aber, auf Grund befriedigender Ergebnisse von Vorversuchen, das Material in ungeglühtem Zustand zu bevorzugen. Die an besonderen Materialproben ermittelte Streckgrenze sämtlicher Stäbe schwankte zwischen 2943 und 3311 kg/cm², der Elastizitätsmodul zwischen 2 022 000 und 2 112 000 kg/cm², ein Ergebnis, welches diesen Baustoff als wesentlich gleichmäßiger kennzeichnet als St. 37.

Die Versuche wurden in einer stehenden 50 t-Prüfmaschine mit bereits früher beschafften, besonders geeigneten Schneidenlagern im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem durchgeführt. Im elastischen Knickbereich, d. h. zwischen $\lambda = 100$ und $\lambda = 85$, entsprachen die bei diesen Versuchen gewonnenen Bruchlasten genau den Eulerwerten. Von hier aus ergeben die Bruchlasten einen sehr scharfen Übergang in die Streckgrenze und in dem Bereich von $\lambda = 80$ bis $\lambda = 40$ auch recht geringe Streuungen, welche etwa 4% vom jeweiligen Mittelwert nicht überschreiten.

Da die Prüfstäbe von drei verschiedenen Werken stammen, muß dieses Ergebnis als recht günstig angesprochen werden. Ein Vergleich dieser Ergebnisse mit der in den Reichsbahnvorschriften angenommenen Knickspannungslinie zeigt, daß deren geradliniger Übergang aus der Streckgrenze zur Euler-Hyperbel zwischen $\lambda = 60$ und $\lambda = 100$ eine zu ungünstige Annahme darstellt. Die P-Grenze des St. 48 liegt offenbar dicht bei der Streckgrenze, und die bei diesen Knickversuchen erzielten Bruchlasten zeigen deutlich, daß der Übergang von der Streckgrenze zur Euler-Hyperbel besser durch eine Gerade zwischen $\lambda = 60$ und $\lambda = 86$ (anstatt $\lambda = 100$) erfolgt.

Vorbehaltlich der weiteren Erprobung dieses Materials ergeben diese Versuche, daß dem deutschen Eisenbau in dem hochwertigen Baustahl St. 48 ein Baustoff von offenbar sehr großer Gleichmäßigkeit zur Verfügung steht.

Hieran schloß sich der dritte Bericht von Professor Graf, Stuttgart, über:

Druckversuche mit Profileisen.

Auf Veranlassung des Ausschusses für Versuche im Eisenbau sind an der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart Versuche ausgeführt worden, die den Druckwiderstand zentrisch belasteter Profilstäbe verschiedener Länge ermitteln sollten. In Frage kamen zunächst Versuche mit **I**-, **L**- und **T**-Eisen, später mit gleichschenkeligen und ungleichschenkeligen **L**-Eisen. Die Prüfung erfolgte in einer stehenden Maschine, und dabei wurde derart verfahren, daß zunächst ein etwa 5 m langer Stab bis zur Höchstlast geprüft und dann, in kürzere Stücke aufgeteilt, weiter dem Versuch unterworfen wurde.

Neben der Ersparnis an Material hat dieses Verfahren den Vorteil, daß sämtliche Probekörper aus gleichartigem Material bestehen. Im elastischen Knickbereich fallen die Höchstlasten dieser Stäbe mehr oder weniger mit der Euler-Hyperbel zusammen. Die Höchstlasten der kürzeren Stäbe im plastischen Knickbereich bestätigen, daß die Tragfähigkeit mehr oder weniger ungefähr durch die Fließgrenze des Materials bestimmt ist. Größere Abweichungen zeigten hier die geprüften **L**-Eisen,

welche die Knickspannungen nach den Annahmen der Reichsbahnvorschriften meistens nicht erreichten.

Im großen ganzen zeigten die Ergebnisse, daß für Flußstahl St. 37 der Knickwiderstand solcher Profilstäbe durch die Reichsbahnvorschriften in befriedigender Weise abgegrenzt erscheint, während einzelne L-Eisen im plastischen Bereich durchweg geringere Werte ergaben.

In der anschließenden sehr lebhaften Aussprache über diese drei technischen Vorträge, die einer gemeinsamen Besprechung unterzogen wurden, nahmen die Herren Zimmermann, Schaper, Bohny, Schmuckler, Kommerell, Siegmund Müller, Rühl, Gaber und Gehler zunächst zu den durch den Vortrag über Schweißversuche aufgerollten Fragen Stellung. Aus den hier gegebenen Erörterungen zeigte sich, daß die Möglichkeit bestehe, bei der Auswechslung alter Gleisträger das Schweißverfahren im Vergleich zu den üblichen Vernietungen anzuwenden und möglichst gleichartige Tragwerke bis zum Bruche zu belasten. Hierbei ist jedoch zu bedenken, daß das Schweißverfahren erst dann seine Vorteile deutlich zeigen wird, wenn die Stabquerschnitte und Anschlüsse von vornherein zweckmäßig gewählt werden, wenn also nicht alte Träger, sondern neue Tragwerke geprüft werden, die unter besonderer Berücksichtigung der Eigenheiten des Schweißverfahrens ausgebildet sind. In dieser Hinsicht sprach Herr Dr. Bohny im besonderen die Bitte aus, zur Prüfung der Schweißung eine ganz neue Brücke, etwa eine Fachwerkbrücke von 15—20 m Spannweite durchzubilden, da nur ein solcher Versuch einen Schritt vorwärts zu bringen vermöge. Fraglich ist allerdings (Dr. Schaper), ob bei Eisenbrücken wirklich erheblich an Kosten gespart werden könne. Hier müssen die Bleche aufeinander gelegt und nach wie vor vernietet werden; Niete sind sonst weiter als Bindemittel nicht zu umgehen, um die einzelnen Stücke zusammenzufassen. Vor allem muß bei derartigen Versuchen auch besonderer Wert auf die Einwirkung von Erschütterungen und Stößen und Wechselbeanspruchungen gelegt werden, namentlich an den Querschnittsübergängen. Hierüber Aufschluß zu erhalten, wäre möglich, wenn man die Unterseite der Fahrbahnlängsträger schweißen würde; gerade eine solche Stelle sei besonders geeignet, den Versuch zu machen; hier könne bequem festgestellt werden, ob diese Schweißstellen sich lockern oder fest bleiben, und die Ergebnisse müssen deshalb maßgebend sein, weil gerade hier der Teil der Fahrbahn liegt, der die Hauptstöße auszuhalten hat. Auch im Trägerhochbau besteht die Möglichkeit, das Schweißverfahren zur Erzielung durchlaufender Tragwerke zweckmäßig anzuwenden. Noch nicht geklärt und auch nicht ohne weiteres durch Zahlen belegbar erscheint die Frage der Kosten. Diese Frage ist um so wichtiger, als in unseren einfachen Konstruktionsteilen, Bindern, Gitterträgern, etwa 25% nutzbares Material steckt. Gelingt es mit verhältnismäßig kurzen Schweißstellen auszukommen, so wird es möglich sein, die Träger so zu konstruieren, daß Zwischenräume wegfallen und Knotenbleche erspart werden. Allerdings würde ein Schweißen der Konstruktionen in der Zukunft auch ein Umstellen sämtlicher Profile zur Folge haben.

Über die durch die beiden Vorträge der Herren Rein und Graf belegten außerordentlich erfreulichen Ergebnisse der Erfahrungen und Versuche mit dem Baustahl St. 48 sprachen in der Diskussion die Herren Memmler, Friedrich, Bohny, Kommerell, Erlinghagen und Gehler. Sie waren darin einig, daß die Bedenken, die noch vor einem Jahre erhoben worden sind, heute als beseitigt bezeichnet werden können und St. 48 sich bestens bisher bewährt habe. Im besonderen bestätigte Herr Prof. Dr. Memmler, daß sich in der Tat bei den Versuchen im Dahlemer Material-Prüfungsamt bei allen drei Materialien eine ganz überraschend gute Übereinstimmung in den wesentlichsten Festigkeitswerten ergeben habe. Sollte es sich um Abnahmevorschriften für dieses Material handeln, so werden nach den Versuchsergebnissen die Wege zu gehen sein, die Herr Dr. Kommerell in der Sonderausgabe des Bauingenieur gewiesen habe. Zu empfehlen sei, das Wort Mindeststreckgrenze nicht zu gebrauchen, sondern besser 70% zuzulassen.

Bedauerlich ist — wie weiter Herr Geh. R.-R. Prof. Dr. S. Müller ausführte, daß St. 48, der im Brückenbau bereits zu hervorragender Verwendung gelangt ist, bisher im Eisenhochbau und Industriebau so gut wie ausgeschlossen ist. Der Grund liegt in den neuen preußischen Hochbauvorschriften, die eine eingewalzte Markenlinie zur Unterscheidung von St. 48 gegenüber St. 37 fordern. Dieser behördlichen Forderung steht auf der anderen Seite eine Null des Verbrauches aus der Anwendung gegenüber. Vom Standpunkte des Konstrukteurs und des Verbrauchs muß auf das dringlichste hier eine Einigung der in Frage kommenden Stellen gefordert werden. Hieran schloß sich noch eine Aussprache über den neuen Freundstahl, an der sich die Herren Schaper, Erlinghagen, Bohny und Memmler beteiligten. Im besonderen hob letzterer auf Grund der in Dahlem ausgeführten Versuche hervor, daß bei den vorliegenden nahezu 100 Versuchen das neue Material eine überraschend gleichmäßige Bruchfestigkeit gezeigt habe, verbunden mit einer sehr hohen, zwischen 4200 und 4400 kg/cm² anzusetzenden Streckgrenze. Dabei zeigt der Freundstahl die auffallende Erscheinung, daß trotz des sehr hohen Verhältnisses $\sigma_P : \sigma_B = 80\%$, dies Material noch eine sehr große Bruchdehnung aufweist, während in der Regel mit einer Erhöhung des Verhältnisses $\sigma_P : \sigma_B$ eine entsprechende Veränderung der Formänderungsfähigkeit Hand in Hand zu gehen pflegt. Besonders eigenartig ist aber, daß diese Zahl 80 nicht nur bei dem Material gefunden wurde, das als „gewalzt" geliefert, sondern auch bei dem, das als „gegossen" bezeichnet wurde, also bei einem Material, das noch keine Nachbehandlung durch den Walzprozeß erfahren konnte.

Aus weiteren Mitteilungen (Dr. Erlinghagen) ging hervor, daß der Freundstahl zunächst nur in Öfen von 3 t Einsatz hergestellt wurde und daß das höchst Mögliche ein Ofen von 10 t Einsatz sein solle. Da ein moderner Ofen einen Einsatz von 100—120 t habe, so sei sehr unwahrscheinlich, daß der Freundstahl zu dem Preise wie der Siemens-Martin-Stahl werde hergestellt werden können. Endlich wurden Bedenken (Dr. Bohny) geäußert, daß ein Zuviel an verschiedenem Konstruktionsmaterial demnächst zur Verfügung stehen könne und hierdurch Verwechselungen das Tor geöffnet sei, ganz abgesehen von Betriebserschwernissen der Eisenbaufirmen. Zunächst müsse aber abgewartet werden, was die Eisenhüttenleute tun werden. Im allgemeinen war man der Ansicht, daß, da für den F.-Stahl bisher nur Vorversuche in geringem Ausmaße vorliegen, ein abschließendes Urteil über seine Erzeugung im großen und seine Verwendung in der Praxis des Eisenbaues noch nicht abgegeben werden könne.

Die nach einer kurzen Frühstückspause in der Messe der Fridericiana folgenden weiteren zwei Vorträge befaßten sich mit der amerikanischen Eisen- und Stahlwirtschaft im Vergleiche zu der deutschen. Zunächst sprach Herr Oberingenieur Schellewald, Dortmund, über dieses Thema. Hierbei ging er zunächst auf die Größe des Bedarfes an Eisenkonstruktionen in den Vereinigten Staaten ein, welcher den deutschen um ein Vielfaches übertrifft. Überaus große Mengen werden für den Bau der Hochhäuser benötigt, deren Zahl in allen größeren und mittleren Städten in erstaunlicher Weise zunimmt. Der amerikanische Eisenbau hat sich unter diesen Verhältnissen in anderer Richtung entwickeln müssen als in Deutschland; er strebt nach möglichster Vereinheitlichung und nach Massenanfertigung. Der Vortragende ging im Anschluß hieran auf die Arbeitsweisen der technischen Büros in den Eisenbauwerken über, sie sich fast ausschließlich mit der Herstellung der Werkstattzeichnungen befassen und die Aufstellung von Entwürfen den Zivilingenieuren überlassen. Die Werkstattechnik in den Vereinigten Staaten unterscheidet sich in vielfacher Hinsicht von der deutschen. Die amerikanische Anschauung, daß das Lochen für alle Arten von Bauwerken, auch für Brücken, zulässig ist, drückt den Werkstätten ihren Stempel auf. Die Lochtechnik

ist hervorragend entwickelt; auch die übrigen Arbeitsgänge, vor allem der Zusammenbau und das Nieten, weichen mehr oder weniger von den unserigen ab. Die Leistung der Maschinen und der Menschen ist eine größere als in Deutschland.

Die Aufstellung der Eisenkonstruktionen in Amerika bietet durch die vorzüglichen Leistungen manches Beachtenswerte, obwohl die Arbeitsmethoden die gleichen sind wie bei uns.

Der Vortragende berührte dann noch kurz die Arbeiterverhältnisse in den Vereinigten Staaten und den Vorsprung der amerikanischen Technik, der in der mustergültigen Vorbereitung bei der Lösung der verschiedenartigsten technischen Aufgaben begründet ist.

Mehr von dem Standpunkte des Eisenhüttenfachmannes, Volkswirtschaftlers und Werkstättenleiters behandelte Generaldirektor Koppenberg, Riesa, das gleiche Thema in einem weiteren Vortrage.

Nach allgemeinen Ausführungen, welche die überragende Stellung Amerikas in der Weltwirtschaft beleuchteten, und kurzen Angaben über die Gruppierung der amerikanischen Schwerindustrie ging der Vortragende zunächst auf die Beschreibung der Haupt-Erzgebiete in Minnesota und der Haupt-Kohlengebiete in Pennsylvania, Kentucky usw. näher ein.

Die in ungeheuren Mengen vorhandenen Eisenerze werden im Tagebaubetriebe gewonnen, verladen und verschifft. Man erreicht Jahresförderungen bis zu 59 Mill. t. Auch an Kohlen hat Amerika ungeheure Vorräte. Die Flöze sind bis 2,40 m mächtig und ermöglichen einen einfachen Abbau. Daher kommt es, daß die Kopf-Schicht-Leistungen in Amerika 2—4 mal so hoch sind wie in Deutschland.

Die Hochofen- und Stahlwerksanlagen zeichnen sich durch einfachen und übersichtlichen Aufbau aus. Alles ist auf äußerste Zweckmäßigkeit und größte Produktion zugeschnitten. Auch die Erzeugung der einzelnen Öfen steht weit über der in Deutschland erreichten.

In den Stahlwerken arbeitet man meist nach dem Schrott-Roheisen-Verfahren. Die Anwendung des Bessemerprozesses geht infolge Erschöpfung der phosphorarmen Erze immer mehr zurück. Das sogen. Duplex-Verfahren hatte hauptsächlich während des Krieges Bedeutung. Im allgemeinen verwendet man heute feststehende Martinöfen von 80—100 t Inhalt, die monatlich bis 6000 t bringen. Bei den Öfen ist die überreichliche Wasserkühlung, die bei uns bei weitem nicht in dem Umfange gebräuchlich ist, bemerkenswert.

Die amerikanischen Walzwerke sind im Aufbau weitgehend mechanisiert und durch kräftige Ausführung und gute Zugänglichkeit der beanspruchten Teile sehr betriebssicher. Infolge stark unterteilter und stets gleichbleibender Walzprogramme werden Leistungen erzielt, die hoch über den unserigen liegen. So bringt z. B. eine Blockstraße 200 t/Std. und ein Block und Schienenwalzwerk (Gary) bis zu 4000 t Schienen in 24 Std. In einer Stumpfschweißerei erzeugt man bis 8000 Stück 1″-Rohre in 10 Std.

Das Großartigste aber, das sich auf dem Eisenhüttengebiete denken läßt, ist das Garywerk. Der Umfang der Anlagen und die Leistungszahlen muten uns geradezu märchenhaft an. Die Weitläufigkeit der Gesamtanlage und die Großzügigkeit der Einzeleinrichtungen sind nicht gut zu übertreffen. Als Beispiel seien nur die Produktionszahlen des Monates März 1925, der allerdings einen Rekord darstellte, angeführt: Es wurden 227 000 t Roheisen und 334 700 t Stahl erzeugt. Die Belegschaft des Werkes beträgt 15 000 Mann.

Die Gießereien sind viel mehr mechanisiert als dies bei uns der Fall ist. Allgemein verwendet wird die sogen. Sandslingermaschine, die beim Einformen das Zehnfache der Handarbeit leistet.

Im Eisenbahnbetrieb fallen die riesigen Lokomotiven auf. So hat z. B. die Mallet-Type ein Dienstgewicht (ohne Tender) von 250 t und eine Leistung von 4000 PS. Die Waggons haben einen Fassungsraum bis zu 120 t.

Im Eisenbau waren wir den Amerikanern bis vor kurzem noch überlegen. Heute haben sie uns nicht nur eingeholt, sondern sind uns auch in manchem — wie z. B. Material (High Silicon Steel mit 0,35% Si oder Kupferstahl mit 0,15—0,25% Cu) und den Fabrikationsmethoden, die von den unserigen ziemlich erheblich abweichen — überlegen. Die Leistungen der amerikanischen Eisenbauanstalten liegen weit über denen der deutschen. Die Monatserzeugung der American Bridge Co beträgt z. B. bei einer Belegschaft von 1700—1800 Mann 10—20 000 t (= 30 kg/Kopf/Std.).

Für den Autobau werden in Amerika direkt und indirekt ca. 22% der gesamten Stahlerzeugung verbraucht. 17 Millionen Kraftfahrzeuge sind z. Z. in den Vereinigten Staaten in Betrieb, d. h. es kommt auf je 6—7 Personen ein Automobil (in Deutschland auf ca. 360). 60 Fabriken erzeugen jährlich 3,3 Millionen Kraftwagen, von denen fast 50% allein Ford herstellt. In den Fordwerken verläßt fast jede Minute ein fertig zusammengebauter Wagen das Band. Die Herstellung und Montage ist dabei bis in die kleinsten Handgriffe zerlegt. Nur die riesige Produktion und der Umstand, daß Ford, vom Erz angefangen, nahezu alle Materialien selbst erzeugt, machen es möglich, Selbstkosten zu erzielen, die den Gewinn bringenden Verkauf eines Wagens mit 265 $ gestatten.

Schließlich wird noch auf die sozialen Verhältnisse in Amerika, die „Safety"-Bestrebungen und das sogen. Teamwork hingewiesen. Amerika ist uns nicht nur durch seine ungeheuren Naturschätze, das große geschlossene Absatzgebiet und die vollendete Mechanisierung der Produktionsverfahren überlegen. Man versteht es auch, durch entsprechende Menschenwirtschaft das soziale Moment, das bei uns so störend wirkt, auszuschalten. Man tut sehr viel für die Sicherheit der Arbeiter im Betrieb und trachtet, alle zur Zusammenarbeit zu erziehen. Dabei spielt das psychologische Moment eine große Rolle. Überall sind Aufschriften und Schlagworte angebracht, die zur Vorsicht mahnen und in drastischer Weise die Folgen der Unachtsamkeit zeigen. Durch Safety-Kommissionen und den Werksleiter selbst wird in Filmvorführungen und Vorträgen auf die Gefahren im Betrieb und ihre Vermeidung hingewiesen. Der Erfolg dieser Bestrebungen zeigt sich am deutlichsten daran, daß die Zahl der Unfälle seit dem Jahre 1916 um 56% gefallen ist. Auf 1000 Arbeiter kommen heute in Amerika 10 Unfälle, in Deutschland dagegen 17.

Das Teamwork — die Zusammenarbeit — wird durch die Werkszeitungen, die besondere Ereignisse bei den Werksangehörigen und dergl. bringen, unterstützt; immer wieder wird betont und gezeigt, daß alle Angestellten und Arbeiter eines Unternehmens eine große Familie sind. Dementsprechend ist auch das Verhältnis zwischen Vorgesetzten und Untergebenen kameradschaftlich, fast herzlich. Es gibt wohl Klassenunterschiede, aber keine Klassengegensätze. Überall herrscht der Wille zu positiver Arbeit und zum Aufbau.

Aus all diesen Umständen ist es erklärlich, daß Amerika die Stellung in der Weltwirtschaft, die es heute einnimmt, erringen konnte.

Der letzte technische Vortrag — ein Lichtbildervortrag von Professor Müllenhoff, Aachen — behandelte einige bemerkenswerte Eisenbauten der neueren Zeit.

An Hand der Bilder wurden kurz beschrieben das Hochhaus in Aachen, die Funktürme in Witzleben und Assel, einige neuzeitliche Hallenbauten (eine Brikettlagerhalle im Rheinhafen Karlsruhe, ferner eine in mehreren Fällen verwendete genormte Halle und eine aus zwei alten Flugzeughallen gebildete Lagerhalle), die Brücken-Neu- und -Umbauten der Elbbrücke in Hämerten, der Rheinbrücken in Düsseldorf und Duisburg-Hochfeld, der Freihafenbrücke in Hamburg, der Bauvorgang einer Brücke bei Novi-Sad und der Bau der eisernen Schleusentore im Fischereihafen Wesermünde. Hierbei wurde auf die dem Eisenbau eigentümlichen Vorzüge und die je nach Art der Aufgaben besonderen Eigenheiten der Eisenbauten des näheren eingegangen.

Den letzten Vortrag — wiederum wie den am Eingange der Sitzung — wirtschaftlicher Art, hielt Herr Geh. Reg.-Rat Ministerialrat Kastl, Berlin: Über Wirtschaftsfragen und

Wirtschaftssorgen der Gegenwart. Wir hoffen, auf diesen Vortrag demnächst an anderer Stelle ausführlicher eingehen zu können.

Mit diesem Vortrage und einem Schlußworte des Herrn Versammlungsleiters fand die reichhaltige Tagesordnung ihren Abschluß.

Am Abend versammelten sich noch einmal die Teilnehmer an der Tagung, die Mitglieder des DEV. mit ihren Ehrengästen zu einem gemeinsamen Essen im Künstlerhause, dargeboten vom Deutschen Eisenbauverbande. Getragen durch eine hohe vaterländische Stimmung und gewürzt durch in Form und Inhalt gleich bedeutsame Ansprachen, eingeleitet durch die des Vorsitzenden Dr. Eggers auf das Vaterland und dessen getreuen Ekkehard Hindenburg, verlief der Abend — wie alle Teilnehmer dies seit Jahren nicht anders kennen — in vollkommener Harmonie und zu aller Teilnehmer hoher Befriedigung. Mit ihm erreichte die 21. Hauptversammlung in Karlsruhe ihren Abschluß. Möchten, wenn im kommenden Jahre der Deutsche Eisenbauverband erneut zu seiner Hauptversammlung ruft, bis dahin die wirtschaftlichen Verhältnisse sich gebessert haben und wieder neues, tatkräftiges Leben in die Werkstätten des Eisenbaues einziehen und an einen günstigen Inlandsmarkt sich neue erfolgreiche Verbindungen nach dem Auslande anreihen. Daß die Mitglieder des Deutschen Eisenbauverbandes alles tun und in Zukunft alles tun werden, um dies Ziel zu erreichen und daß sie an ihrem Teil mit Hingabe aller Kräfte am Wiederaufbau der Wirtschaft mitarbeiten werden und wollen, dafür war die Karlsruher Hauptversammlung in allen ihren Abschnitten ein vollgültiger Beweis.

M. F.

Berichtigung.

In dem Aufsatz des Unterzeichneten über Profilwerte im Oktoberheft dieser Zeitschrift (Seite 776) haben sich leider Rechen- und Schreibfehler eingeschlichen, die ich zu berichtigen bitte. Es muß heißen im Text Zeile 8 der Profilwert: $F^2 : J$ statt $J : F^2$. Berechnet sind natürlich die richtigen Werte $F^2 : J$. In der Tabelle sind folgende Änderungen vorzunehmen:

Profil	*min k*		*max k*		*k* bei III	
	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2
⅃ 60/60	5,1	6,7	2,6	3,5	4,2	5,6
65/65	5,5	—	2,9	—	4,5	—

ferner bei ∢ $^{80}/_{80} \cdot 12$ *min k* = 7,5 statt 5,3
und bei ∢ $^{50}/_{75} \cdot 9$ *max k* = 9,3 statt 6,3;
sodann ist bei 2 I P. E. Nr. 50 $k_x = k_y = 1,1$ statt 1,3.

In der Tabelle II auf Seite 777 sind in der letzten Reihe betr. 2 I Nr. 60 die Ziffern 3,7—2,1 um je ein Feld nach rechts zu verschieben; der Wert 1,9 fällt fort; auch ist hier $F = 254$ statt 245 cm²; schließlich ist bei 2 I Nr. 30 $a' = 23,3$ statt 23,8 mm.

Daß beim kreuzförmigen Querschnitt (Anordnung VI) abweichend von der Skizze der Abstand der horizontalen Schenkel der Winkeleisen derselbe sein muß, wie bei den vertikalen Schenkeln, braucht wohl kaum bemerkt zu werden.

E. Dieckmann.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Konstruktion der Florianopolis-Hängebrücke.

Nach Engineering News-Record vom 13. 11. 1924.

Wenn im folgenden obige Brücke näher beschrieben werden soll, die als die weitgespannteste Brücke in Südamerika und längste Augenstabbrücke der Welt von den Amerikanern gefeiert wird, so müssen jedoch dabei einige amerikanische Übertreibungen bezüglich der Originalität ihrer Ausführung zurückgewiesen werden, um auch deutschen Vorschlägen neuzeitlicher Brückengestaltung die ihnen gebührende Ehre zu geben.

Der Entwurf obiger Brücke stammt von den beratenden Ingenieuren Robinson und Steinmann, New York. Von letzteren ist auch der sehr beachtenswerte Gegenentwurf zur Sydney-Brücke aufgestellt, der in der Bautechnik vom 16. I. 1925 von Prof. Schachenmeier, München, beschrieben ist. Bei beiden Entwürfen ist für die mittlere Hälfte der Mittelöffnung das Hängekabel und der Obergurt des Versteifungsträgers zu einem einzigen Tragorgan vereinigt, während sonst das gezogene Hängekabel und der gedrückte Obergurt getrennt liegen und dadurch einen entsprechend größeren Materialaufwand bedingen.

System der Florianopolis-Hängebrücke.

Ursprünglich war zur Überspannung der rund 340 m weiten Mittelöffnung der Florianopolisbrücke in Südamerika eine Drahtseilkabelhängebrücke mit einem Versteifungsträger von 7,5 m Höhe und parallelen Gurtungen geplant gewesen. Die anschließenden Seitenöffnungen waren nicht am Kabel aufgehängt und das Kabel war in besonderen Widerlagern verankert angenommen.

Beim Studium der Verwendung von Augenstäben als Hängegurt ergab sich dann die abgebildete Form der Hängefachwerkbrücke bzw. Hängebrücke mit tiefliegendem Versteifungsträger mit teilweise gemeinsamem Obergurt und Hängegurt und Versteifungsträger von wechselnder Höhe, die sich auch der Größe der auftretenden Biegungsmomente anpaßt. Außerdem verkleinern sich hierbei durch Zusammenlegen der Zugspannung der Kette mit den Druckspannungen des Obergurtes die Stabkräfte wesentlich. Die sich hieraus ergebenden Vorteile sind: Materialgewinn in der Mitte durch Spannungsausgleich, in den übrigen Gurtungen durch bessere Anpassung der Trägerhöhe an die Biegungsmomente, größere Gleichförmigkeit der Gurtquerschnitte und daher einfachere Konstruktion, Wegfall der Hängestäbe im mittleren Teil, daraus eine sich ergebende Gewichtsersparnis von 30 % des Eigengewichtes des Versteifungsträgers und infolgedessen auch Gewichtsverminderung der Hängestäbe, Ketten usw.; ferner eine Verminderung in der Höhe der Pylonen um 2 m und Verkleinerung der Verankerungen.

Während bei paralleler Gurtung eine Trägerhöhe von $^1/_{45}$—$^1/_{40}$ der Spannweite notwendig ist, um bei Verkehrslast auf halber Brückenlänge eine Durchbiegung von $^1/_{200}$ zu erreichen, beträgt die Durchbiegung bei dem neuen Entwurf und gleicher Belastung nur 0,41 m oder $^1/_{820}$ der Spannweite infolge Einführung von Augenstäben und wechselnder Trägerhöhe, also eine bedeutend größere Steifigkeit mit verringertem Materialaufwand bzw. niedrigerer Beanspruchung.

Wenn die von Steinmann im E. N. R. viel ausführlicher beschriebenen Vorteile auch beachtenswert und wesentlich sind, so geht es doch nicht an, von dem Entwurf als dem ersten Beispiel einer neuen Richtung der Hängebrücken-Konstruktion zu sprechen. Es sei hier auf den im Zentralblatt der Bauverwaltung im Jahre 1895 von Landsberg beschriebenen ähnlichen Entwurf der festen Rheinbrücke bei Bonn von der Maschinenfabrik Eßlingen (vgl. auch Bautechnik vom 13. 3. 25) und das nach E. N. R. vom 27. 11. 1924 von Moisseff, New York, im Jahre 1907 von ihm aufgestellte Projekt einer Hängebrücke mit 366 m Weite der Mittelöffnung und je 183 m Weite der

beiden Seitenöffnungen, dessen Versteifungsträger in allen drei Öffnungen, wie eingangs beschrieben, aufgehängt sind und vor allem auf die Ausführungen von R. Sonntag im Juli-Heft 1911 des Eisenbaues verwiesen. In klaren Worten wird hier auf S. 267 eine Hängebrücke mit zum Teil gemeinsamem Kabel und Obergurt vorgeschlagen, bei welcher die Systemhöhe des Versteifungsträgers sich dem Verlauf der max. Momentenlinie anpaßt.

Als Neuerung soll die erstmalige Verwendung von hochwertigen in Hitze behandelten Kohlenstoffstahlaugenstäben gelten. Das von der Am. Bridge Comp. herausgebrachte Material von 3500 kg/cm² zulässiger Beanspruchung wird geliefert mit einer gewährleisteten geringsten Elastizitätsgrenze von 5250 kg/cm² und Mindestbruchgrenze von 7350 kg/cm², 5% kleinster Dehnung in 5,4 m Meßlänge. Daß diese Werte auch für die Florianopolisbrücke eingehalten werden können, hatten frühere Zerreißversuche an Augenstäben in natürlicher Größe bewiesen, wobei Elastizitätsgrenzen von 5500 bis 6300 kg pro cm² Bruchgrenzen von 8000 bis 9300 kg/cm² und Dehnungen von 6,1 bis 9,2 % in 3,05 m Meßlängen festgestellt worden sind. Die Größe der Augenstäbe in beiden Fällen war etwa 300 × 50 mm. Entsprechend der chemischen Zusammensetzung und den wechselnden Querschnitten war für jeden Augenstab eine nach Zeit und Temperatur besonders vorgeschriebene Wärmebehandlung verlangt. Leider hatte der beratende Ingenieur auf die Herstellung der Augenstäbe keinen Einfluß.

Als Neuheit hat die American Bridge Co. veranlaßt, daß die Augenstäbe mit Langlöchern versehen wurden, deren Mittelpunkte in achsialer Richtung 1/8″ voneinander entfernt sind; außerdem ist das Loch an der Tragfläche etwa 5/1000″ größer als der 11½″ Bolzen, an der hinteren Fläche jedoch um 1/32″. Durch diese ungewöhnliche Ausbildung will man einen besseren Sitz der Bolzen erreichen und Nebenspannungen vermeiden. Die Bolzen von 11½″ Durchm. zur Verbindung der 300 mm breiten Augenstäbe sind aus spezialgeglühtem Stahl mit einer Fließgrenze von rd. 4200 bis 4500 kg/cm² und Zugfestigkeit von rd. 7000 kg/cm² hergestellt. Einige Bolzen bestehen aus Chromnickelstahl der gleichen Festigkeit. Nach Angabe von Dr. Steinmann sind die Türme der Florianopolisbrücke die ersten amerikanischen, die als Pendelstützen ausgebildet wurden. Im Gegensatz zu der sonstigen amerikanischen Anschauung einer Pendelstütze als eines auf der Spitze balanzierenden Eies werden hier für die Pendelstütze die gleichen Vorzüge wie in Deutschland geltend gemacht: gutes Aussehen, Wirtschaftlichkeit und Vermeiden von Biegungsmomenten. Im vorliegenden Falle wurde eine Ersparnis von 20 % der Pendelstützenkonstruktion gegenüber der am Fuß eingespannten Stützenkonstruktion errechnet. Zur Übertragung der größten senkrechten Belastung von 2000 t hat der Stützenfuß eine Grundfläche von 8,25 · 13,75 m.

Die Kabel- und Versteifungsträger haben eine Entfernung von 10,22 m, so daß dazwischen eine elektr. Straßenbahn von 1 m Spur, ein 8,55 m breiter Fahrdamm, ein Hauptwasserrohr von 600 mm Dmr. überführt werden können. Der Bürgersteig von 3 m Breite ist nur an einer Seite entgegengesetzt der Leitung vorgesehen. Im Obergurt und Untergurt sind angemessene Windverbände vorhanden.

Die östliche Verankerung auf der Insel Florianopolis ist in Felsen verlegt und die Ankerketten und Widerlagerträger nach amerikanischer Art in Beton vergossen. Da bei der westlichen Verankerung auf dem Festland kein Felsen angetroffen wurde, wandte man hier Pfahlgründung an, wobei 25 % der Pfähle in die Richtung des sich ergebenden Druckes gestellt wurden.

Jede Ankerkette aus Augenstäben teilt sich in zwei Stränge, um eine bessere Verbindung mit den Ankerträgern zu erzielen. Jeder dieser Träger ist rd. 4,8 m lang und aus fünf Einzelträgern aus Walzeisenprofilen hergestellt mit den erforderlichen Laschen und Bolzenverstärkungsplatten. Am Zerteilungspunkt der beiden Stränge war ein schmiedeeisernes Bolzenlager eingelegt, und der Bolzen während des Vergießens der Widerlagsträger und Ankerketten verschalt, um ein Anhaften des Betons zu verhindern, bis die tote Last ganz in die Kabel überführt war.

Das Eigengewicht der großen Öffnung wurde für die Konstruktion mit rd. 6500 kg/m angenommen, die sich mit 1400 kg/m auf die Kette, 2200 kg/m auf Hängeeisen, Träger und Windverbände, 2400 für die Fahrbahntafel und 600 kg/m auf das Wasserrohr verteilen. Die Nutzlast war zu 3000 kg/m für den Versteifungsträger und 2750 kg/m für die Ketten angenommen. Die Fahrbahntafel war für eine 50 t elektr. Lokomotive mit anhängender Verkehrslast von 3000 kg/m zuzüglich 50 % für Stoß, einen 6 t-Motorwagen oder 300 kg/m² und 25 % Stoßzuschlag, der Bürgersteig für 300 kg/m² berechnet. A. Dürbeck.

Anwendungen von Tonerdezement und gestrecktem Tonerdezement (Sandzement).

Das Bulletin technique de la Suisse romande vom 6. 12. 24 Nr. 25 berichtet über Beispiele der Anwendung von Tonerdezement und durch Sandzusatz gestrecktem Tonerdezement.

Der 1909 bis 1913 erbaute Tunnel bei Magnacun durchschneidet auf einer Länge von 368 m eine Anhydritschieferbank. Gegen die starken Drücke unter den Volumenveränderungen des Anhydrits mußten von vornherein Vorsichtsmaßregeln durch Verlassen des gewöhnlichen Tunnelprofils und Wahl eines ovalen Querschnitts getroffen werden. Infolge mineralischer Ablagerungen verstopften sich aber die Entwässerungskanäle, so daß bald die Sohle und die Fundamente der Seitenmauern in einen Schlamm sulfathaltiger Wässer getaucht waren, die den verwendeten Portlandzement nach und nach chemisch angriffen. In den Mauern entstanden Risse. Die Sohle erhob sich und verengte den Tunnelquerschnitt. Diese kritische Lage machte schon 1916 Ausbesserungsarbeiten notwendig. Man arbeitete wiederum mit Portlandzement. Da bekanntlich dichter und fester Beton besser standhält als junger Beton, ließ man dem Beton durch Monate hindurch genügend Zeit zur Erhärtung, bevor die aggressiven Wässer auf ihn einwirken konnten. Tatsächlich waren auch 5 Jahre später die 1916 ausgeführten Arbeiten noch gut. Bei anderweitigen Ausbesserungsarbeiten am Tunnel griff man aber wegen der beschwerlichen Maßnahmen zur Abhaltung der schädlichen Wässer zur Anwendung von Tonerdezement, dem die sulfathaltigen Wässer auch in jungem Alter nicht schaden.

Bei der Gründung einer Gasometerplatte auf schlechtem Baugrund in Villeneuve, wo ebenfalls sulfathaltiges Grundwasser mit beträchtlich wechselnder Wasserstandshöhe vorhanden ist, waren Vorsichtsmaßregeln zum Schutze der Betonpfähle notwendig. Die Verwendung reinen Tonerdezements zum Beton der Pfähle war wegen der hohen Kosten nicht möglich. Man entschloß sich zur Anwendung des gestreckten Tonerdezements oder „Sandzements" in einer Dosierung von 40 % Tonerdezement und 60 % Quarzsand.

Über die Eigenschaften von gestrecktem Tonerdezement geben die nachstehenden Tabellen Auskunft.

Druckfestigkeiten von Mörtel 1 : 3 bei Verwendung verschiedener Zemente.

Zementart	Druckfestigkeit im Alter von				
	1 Tag	2 Tagen	3 Tag.	7 Tagen	28 Tagen
Gewöhnl. Portl.-Zement	—	40—100	—	250—400	300—500
Hochw. Portl.-Zement ..	—	150—200	—	350—550	550—650
Tonerdezement	586	500—700	730	700—800	750—850
Tonerdezement mit Sand 1 : 1	331	—	407	440	—

Die Druckfestigkeiten des Mörtels aus gestrecktem Tonerdezement (50 % Zement, 50 % Sand) können sich immer noch mit den Festigkeiten des hochwertigen Portlandzementmörtels und erst recht mit denen des gewöhnlichen Portlandzementmörtels messen.

Der Kubikmeter fertigen Mörtels stellt sich für die einzelnen Zementarten wie folgt:

Mörtel aus gewöhnl. Portlandzement .... 66,50 Fr./m³
Mörtel aus hochwert. Portlandzement .... 76,50 Fr./m³
Mörtel aus Tonerdezement .... 146,50 Ff./m³
Mörtel aus gestrecktem Tonerdezement 50 % Zement, 50 % Sand .... 99,00 Fr./m³.

Auf das Kilogramm Druckfestigkeit einer 1 m hohen Säule würden hiernach folgende Kosten in tausendstel Centimes entfallen:

	1 Tag	2 Tage	3 Tg.	7 Tage	28 Tage
Gew. Portl.-Zement	—	16,60—6,65	—	2,66—1,66	2,22—1,33
Hochw. Portl.-Zement	—	5,09—3,81	—	2,18—1,39	1,39—1,18
Tonerdezement	2,50	2,92—2,08	2,01	2,08—1,83	1,95—1,72
Gestreckt. Tonerdezement .	3,02	—	2,45	2,25	—

Aus solchen Erfahrungen ergeben sich für die Anwendung von Tonerdezement die nachstehenden Gesichtspunkte:

Man unterscheidet zwei Anwendungsgebiete

a) Konstruktionen mit hohen Beanspruchungen, bei denen die hohen Festigkeiten des Tonerdezementbetons üblicher Mischungsverhältnisse ganz ausgenutzt werden;
b) Konstruktionen, bei denen es mehr auf Widerstandsfähigkeit gegenüber chemischen Angriffen ankommt als auf mechanische Festigkeit.

Bei dem ersten Gebiet kann die Anwendung des gewöhnlichen Tonerdezements namentlich dann auch wirtschaftlich gerechtfertigt sein, wenn aus den Anfangsfestigkeiten durch sofortige Ingebrauchnahme der Konstruktion Nutzen gezogen wird. Bei dem zweiten Anwendungsgebiet ist es aus wirtschaftlichen Gründen notwendig, durch Verwendung magerer Mischungen die Festigkeit herabzusenken. Dabei darf aber sich nicht gleichzeitig die Dichtigkeit vermindern, weil das chemische Angriffe zu erleichtern vermag. Die Beibehaltung der Dichtigkeit muß durch sorgfältige Auswahl der Kornzusammensetzung des Zuschlagmateriales, namentlich des Sandes, erfolgen. Ähnliches wird aber erreicht durch die Verwendung des gestreckten Tonerdezements ohne Magerung des Betonmischungsverhältnisses. Beim Anwendungsgebiet 2 wird also die vorteilhafte Verwendung des gestreckten Tonerdezements ins Auge zu fassen sein.

Bezüglich der Festigkeitseigenschaften von Tonerdezementbeton wird darauf hingewiesen, daß es sich dort nur um größere Druckfestigkeiten handelt. Die Zug- und Biegungsfestigkeit beim Tonerdezementbeton ist für praktische Zwecke kaum anders als beim anderen Beton. Dr.-Ing. A. Hummel, Karlsruhe, Baden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Bauunternehmung und Inseratreklame.

Die baugewerbliche Fachpresse ist seit der Stabilisierung der deutschen Währung ganz außerordentlich angeschwollen. Es erscheinen zur Zeit in Deutschland über 70 periodische Zeitschriften, die sich mit Fragen des Bauwesens befassen. Es ist nur natürlich, daß der literarische Wert und damit der Abonnentenkreis all dieser Druckerzeugnisse sehr verschieden ist. Fast allen Zeitschriften ist ein mehr oder weniger umfangreicher Inseratenteil beigefügt, denn selbst hochstehende und wertvolle, wissenschaftlich qualifizierte Blätter können mit Hilfe der Abonnementseinnahmen allein nicht erhalten werden. Bei Prüfung der baugewerblichen Fachpresse ergibt sich aber, daß vielfach Zeitschriften, deren redaktioneller Teil nicht besonders hoch zu bewerten ist, dazu neigen, das Hauptgewicht ihrer Tätigkeit auf die Inseratenwerbung zu legen. Mit dem Anwachsen der Zahl der Zeitschriften und als Folge des Überangebots intellektueller Arbeitskräfte ist die Zahl der Inseratakquisiteure, die sich gegenseitig schärfste Konkurrenz machen, progressiv angeschwollen. Mit allen Mitteln und mit großer Zähigkeit wird versucht, die einzelnen Bauunternehmungen zur Erteilung von Inserataufträgen zu bewegen. Es ist nicht übertrieben, wenn gesagt wird, daß sich die Inseratenwerbung stellenweise zu einer Landplage ausgewachsen hat. Dabei muß berücksichtigt werden, daß der Wert einer Inseratreklame für die Bauunternehmungen anders zu beurteilen ist als für andere Industriezweige, welche sich mit der Erzeugung von Waren befassen und ständig neue Erzeugnisse auf den Markt bringen, die sie durch Wort und Bild den Verbrauchern näher bringen müssen. Bei Bauaufträgen handelt es sich hingegen immer um die Ausführung von Bauwerken, die in jedem einzelnen Fall ganz individuell projektiert und bearbeitet werden müssen und deren Vergebungen auf Grund von engeren oder öffentlichen Wettbewerben erfolgen. Der Bauauftraggeber wird unter den Bewerbern derjenigen Firma den Zuschlag erteilen, die entweder am preiswertesten angeboten hat oder zu der er besonderes Vertrauen besitzt. Auch bei Auswahl der Firmen für einen beschränkten Wettbewerb wird der Bauherr selten die in Frage kommenden Bewerber auf Grund von Inseraten auswählen. Wenn dennoch die meisten Bauunternehmungen in bekannteren Zeitschriften Inserate erscheinen lassen, so geschieht dies wohl vorwiegend aus repräsentativen Gründen oder um die betreffende Zeitschrift oder den hinter ihr stehenden wissenschaftlichen Verein zu stützen.

In den letzten Jahren konnte in dieser Hinsicht noch ziemlich großzügig verfahren werden, so gab es z. B. namhafte Bauunternehmungen, die regelmäßig in 30 bis 40 Zeitschriften Anzeigen erscheinen ließen und deren Inseratenetat 40 bis 50 000 M. pro Jahr betrug. Die wirtschaftliche Lage Deutschlands wird aber in den nächsten Jahren die Bauindustrie sicherlich in immer stärkerem Umfange zur größten Sparsamkeit in ihrer Betriebsführung und damit auch zu einer Beschränkung im Werbewesen, soweit es nicht unbedingt erforderlich, zwingen. Diese wird aber ohne Schädigung der wertvollen Fachpresse nur möglich sein, wenn alle in Frage kommenden Bauunternehmungen hierbei ein gleichmäßiges Verfahren beobachten und sich den Richtlinien fügen, die von den wirtschaftlichen Interessenvertretungen hierfür gegeben werden. Einzelne Firmen können sich offenbar noch immer nicht entschließen, die Erteilung eines Inseratauftrages abzulehnen, in Fällen, in denen der Akquisiteur nachzuweisen vermag, daß andere im Wettbewerb stehende Bauunternehmungen bereits ein halb- oder ganzseitiges Inserat aufgegeben hätten, und dies geschieht, trotzdem die betreffende Firma sich durchaus darüber im klaren ist, daß die von ihr für die Anzeigen aufgewendeten Beträge eigentlich hätten viel besser verwandt werden können.

Die Angaben der Akquisiteure über die Auftragserteilung von Wettbewerbsfirmen verdienen im übrigen erfahrungsgemäß eine kritische Nachprüfung. Wiederholt hat sich ergeben, daß von den Akquisiteuren zum mindesten stark mit Übertreibungen gearbeitet wird. In einzelnen Fällen waren Methoden zu beobachten, die vom Standpunkt der Geschäftsmoral nicht gebilligt werden können und die es rechtfertigen, wenn vielfach von einem „Reklameunwesen" gesprochen wird. So suchte z. B. ein Verlag, der eine kleine Zeitschrift für Reichsbahnbeamte herausgibt, die an Bahnbauten interessierten Firmen dadurch zur Aufgabe von Inseraten zu veranlassen, daß er den Anschein erweckte, als sei die Vergebung von Aufträgen durch die Reichsbahn von der Insertion in dem genannten Organ abhängig. Seinem Werbeschreiben waren Antwortpostkarten beigefügt, mit Hilfe derer wahlweise durch Unterstreichen des Zutreffenden entweder ein Inseratauftrag erteilt oder (bereits vorgedruckt) erklärt werden sollte: „Wir haben kein Interesse an den zahlreichen Bauaufträgen der Reichs- und Privatbahnen und bitten Sie, uns auf Ihrer Kartei zu streichen". Eine Beschwerde der zuständigen Berufsvertretung bei der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn hatte zur Folge, daß der Verlag um eine Änderung seiner Werbemethode ersucht wurde. Häufig suchen die Akquisiteure den Eindruck zu erwecken, als ob sie im Auftrage bekannter Architekten- oder Baubeamtenverbände auftreten, während die Inseratenwerbung für die in Frage kommenden Zeitschriften, die zwar Fachorgane der betreffenden Verbände sind, lediglich zugunsten des betr. Verlages betrieben wird.

Als besonders krasser Fall einer unzulässigen Inseratenakquisition ist es zu bezeichnen, wenn ein Verlagsunternehmen in letzter Zeit Baufirmen mit dem Hinweis zur Aufgabe von Inseraten zu veranlassen suchte, schon andere Konkurrenzfirmen ähnlicher Bedeutung hätten Inserate aufgegeben, und wenn bei der Werbung Musterblätter verwendet wurden, in denen umfangreiche Inserate von bekannten Baufirmen wiedergegeben waren, und mit Hilfe derer die Akquisiteure den Anschein zu erwecken suchten, als handele es sich um tatsächlich aufgegebene Inserate, obgleich Aufträge der betreffenden Firmen weder aus der Vergangenheit noch für die Zukunft vorlagen.

Einen wichtigen Platz bei Beurteilung der unproduktiven Werbeverfahren, die gleichzeitig auch oft, was geschäftliche Sauberkeit anbetrifft, sehr zu wünschen übrig lassen, nehmen die sogenannten „Reklamewerke auf Kosten der Lieferer" ein. In letzter Zeit treten z. B. Verlagsunternehmungen an einzelne größere Unternehmungen heran und erklären sich bereit, über die betreffende Firma eine Biographie, eine Jubiläumsschrift oder ein ähnliches Reklamewerk völlig kostenlos herauszugeben. Als Gegenleistung wird lediglich verlangt, daß von der Bauunternehmung die Anschriften sämtlicher Subunternehmer und Baustofflieferanten, die mit ihr zusammenarbeiten, angegeben werden. Die in der von der Bauunternehmung gelieferten Zusammenstellung genannten Firmen werden alsdann von der Verlagsgesellschaft wegen der Aufgabe von Inseraten bearbeitet und bei ihnen der Eindruck erweckt, als werde von der Bauunternehmung besonderer Wert darauf gelegt, daß jeder, der mit ihr weiterhin zusammenarbeiten wolle, an dem Zustandekommen des Werkes durch Aufgabe von Inseraten mitwirkt. Auch im Interesse einzelner Architektenfirmen werden in letzter Zeit derartige Werbeschriften, die Zusammenstellungen von Bauentwürfen usw. enthalten, herausgegeben. Die Kosten sollen durch Inserate derjenigen Bauunternehmungen usw. gedeckt werden, die von der Architektenfirma bezeichnet werden und die an den in dem Werk beschriebenen Bauausführungen mitgewirkt haben. Der Gedanke, derartige Reklamewerke zu finanzieren, dadurch, daß ein gewisser Zwang, Inserate aufzugeben, auf die Zulieferer usw. ausgeübt wird, muß aus grundsätzlichen Erwägungen entschieden abgelehnt werden. Es geht ferner nicht an, daß immer mehr Städte und Industriebezirke, selbst Gas- und Elektrizitätswerke, dazu übergehen, meist rein repräsentative Reklamewerke herauszugeben und die Kosten hierfür der Industrie in Form von oft sehr überspannten Anzeigenpreisen aufzubürden. Schließlich müßte auch darauf hingewiesen werden, daß es in weiten Kreisen der Industrie sehr unangenehm empfunden wird, wenn geschäftstüchtige Verlagsunternehmungen mit den Namen bekannter Persönlichkeiten und unter der Flagge nationaler Bestrebungen Luxuswerke zu vertreiben suchen. Die Verleger dieser Werke beginnen meistens damit, zunächst bekannte Persönlichkeiten oder staatliche oder städtische Behörden, deren Zusage meist unschwer zu erlangen ist, für ihre Pläne zu gewinnen. Mit deren Empfehlungen wird dann bei dem Vertrieb gearbeitet und es werden Inserate geworben, um mit deren Hilfe das Werk zu finanzieren.

Besondere Beachtung verdienen auch die zahlreichen baugewerblichen Adreßbücher, Branchennachweise usw., die in letzter Zeit erschienen sind oder noch erscheinen sollen. Die Verleger derartiger Werke, die aus erklärlichen Gründen zum großen Teil ohne jede Fühlung mit den zuständigen Verbänden der Bauindustrie vorgehen und daher meist nur lückenhafte und unsystematische Zusammenstellungen liefern können, begnügen sich vielfach nicht damit, nur Inseratenaufträge zu erhalten. Sie übersenden auch den Firmen, die Inserate aufgegeben haben, unaufgefordert die teuren Werke unter Nachnahme. Es sei darauf hingewiesen, daß aus der Nichtbeantwortung eines Schreibens, in welchem ein Verlag die Übersendung eines Werkes unter Nachnahme ankündigt und auch aus der versehentlichen Einlösung derselben nicht auf den Annahmewillen der betreffenden Firma, d. h. auf den rechtsgültigen Abschluß eines Kaufvertrages geschlossen werden kann. Der Empfänger ist vielmehr nach ständiger Rechtsprechung lediglich verpflichtet, das ihm übersandte Buch usw. zur Abholung durch den betreffenden Versender bereit zu legen, er ist nicht verpflichtet, es wieder zu verpacken und zurückzusenden.

Die vorstehenden Ausführungen machen es verständlich, wenn in der Bauindustrie ähnlich wie in anderen Kreisen der deutschen Wirtschaft der Widerstand gegen die vollkommen unproduktiven Inseratausgaben ständig zunimmt, Es liegt im Interesse der Industrie, daß hierbei nicht „das Kind mit dem Bade ausgeschüttet wird", d. h. daß nun jede Insertion unterbleiben sollte und damit auch die wirtschaftlich, technisch und wissenschaftlich wertvollen Zeitschriften geschädigt werden. Um dem vorzubeugen, erscheint es wünschenswert, daß bei der Erteilung von Inseratаufträgen usw. überlegt und nach einheitlichen Richtlinien vorgegangen wird. Die Bauindustrie ist vielmehr lebhaft daran interessiert, daß diejenigen Organe, die sich in den Dienst einer wissenschaftlichen, technischen und wirtschaftlichen Weiterentwicklung gestellt haben, in ihrer Existenz erhalten und gestärkt werden. Diesem Gesichtspunkt müssen die Maßnahmen, die hinsichtlich der Beschränkung der Inseratausgaben auf Grund wirtschaftlicher Erwägungen ergriffen werden müssen, unbedingt Rechnung tragen. Es dürfte allerdings selbstverständlich sein, daß es trotz einheitlichen Vorgehens im Einzelfall nicht beabsichtigt sein kann, die verantwortliche Selbstentschließung und den freien Wettbewerb der einzelnen Unternehmungen ungebührlich einzudämmen oder zu behindern.

Dr. R.

Starker Rückgang der Schrottpreise; trotzdem keine Herabsetzung der Neueisenpreise. Von der Eisen schaffenden Industrie wurde früher erklärt, daß die Neueisenpreise von den Schrottpreisen sehr stark beeinflußt würden und ihnen daher angepaßt werden müßten. Seit Frühjahr dieses Jahres ist nun zu beobachten, daß die Schrottpreise fortgesetzt heruntergehen, ohne daß eine gleiche Bewegung hinsichtlich der Neueisenpreise zu bemerken wäre. Während Anfang Mai dieses Jahres pro Tonne Kernschrott noch 61 M. frei Versandstation und Anfang Oktober noch etwa 40 M. gezahlt wurden, werden neuerdings vielfach nur 25 M. bis 35 M. pro Tonne geboten. Der letzte Preis für Eisenspäne lag zwischen 23 M. und 30 M. pro Tonne, für Gußbruch zwischen 65 M. und 75 M. pro Tonne. Vor dem Kriege waren pro Tonne Kernschrott etwa 50 M. zu erzielen. Die heutigen Preise für Kernschrott liegen also bis zu 50% unter dem Vorkriegspreis. Für Stabeisen, z. B. Moniereisen waren vor dem Kriege etwa 100 M. pro Tonne zu zahlen, während seit Mai dieses Jahres die Preise unverändert auf 135 M. pro Tonne frei Oberhausen stehen. Während vor dem Kriege der Erlös für Schrott 50% des Neueisens (Stabeisens) betrug, ist er heute auf 20 bis 30% des Neueisenpreises gesunken.

Es kommt hinzu, daß Schrott nur auf einer Frachtbasis (Essen) gehandelt wird. Je weiter Firmen hiervon entfernt liegen, desto geringer wird ihr Erlös. Der Schrott kostet z. B. in Berlin den Schrottpreis in Essen abzüglich der Fracht Berlin—Essen.

Während die Schrottverbraucher (Hütten, Martinwerke und Gießereien) syndiziert sind und auch der Schrotthandel kartelliert ist, treten die Schrotterzeuger, z. B. der Eisenbetonbau, beim Schrott bsatz in keiner Weise einheitlich auf, vielmehr schwächt sie ihre Zersplitterung stark gegenüber den fest zusammengeschlossenen Schrottabnehmern.

Der Schrott geht ferner heute vielfach durch zu viele Hände: Kleinhandel, Großhandel, Maklerfirmen, Schrottbörse, Einkaufsyndikat, so daß Unternehmungen der Eisen verarbeitenden Industrie nur einen um den Verdienst der Zwischenstellen verminderten Erlös erhalten.

Die Erwägungen, die früher für den Erlaß eines Ausfuhrverbots für Schrott maßgebend waren, dürften, da der Schrottabsatz zur Zeit allgemein stockt und mit Rücksicht auf die zu beobachtende Preisentwicklung, in keiner Weise mehr zutreffend sein. Es erscheint daher dringend notwendig, das Ausfuhrverbot für Schrott merklich zu lockern.

Dr. R.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. Zivilrecht. Aufwertung. Aufwertung hinterlegter Sicherheiten im Prozeß. Die Rechtsprechung ist nicht einheitlich:

a) Ein Gläubiger hat ein Urteil auf Zahlung von 25 000 M. erwirkt und am 7. März eine Sicherheit in gleicher Höhe hinterlegt, da Vollstreckbarkeit von deren Leistung im Urteil abhängig gemacht worden war. Der Beklagte zahlte daraufhin sofort. Inzwischen ging die Sache in Berufung. Die zugesprochene Forderung war auf 19 000 M. gemindert. Die 25 000 M. waren 1½ Jahre hinterlegt und dadurch entwertet. Das Reichsgericht sagt, wenn sich der Kläger, was von seinem freien Belieben abhängt, zur Hinterlegung entschloß, so war es auch seine Sache, der Entwertung vorzubeugen. Das hätte durch rechtzeitigen Umtausch des baren Geldes in Wertmittel geschehen können, wenn der Kläger einen entsprechenden Antrag gestellt hätte. Keineswegs ist der Beklagte für die Entwertung der Sicherheit verantwortlich zu machen, so lange er die Einwilligung in die Rückzahlung nicht verzögerte. Der Aufwertungsanspruch wurde daher aus diesem Grunde zurückgewiesen. (R.G. I vom 8. April 1925.)

b) In einem ähnlichen Falle bezeichnet das Reichsgericht es als ausschlaggebend, daß der Hinterleger selbst damit einverstanden war, daß die zur Zwangsvollstreckung eines Urteils hinterlegte Sicherheit weiterhin hinterlegt bleiben sollte. Somit fehle der Nachweis, daß die anderen Parteien die Hinterlegung und die Geldentwertung verschuldet haben. (R.G. III vom 22. Sept. 1925.)

c) In dem in drei Instanzen durchgeführten Rechtsstreit war der Beklagte unterlegen und es stand demnach rechtskräftig fest, daß er spätestens seit dem 11. April 1921 mit der Zahlung im Verzuge war. Er hatte es nach der ersten Instanz dahin kommen lassen, daß der Kläger 45 000 M. hinterlegte, um die Zwangsvollstreckung des Urteiles erster Instanz herbeiführen zu können. Das tat der Beklagte auf eigene Gefahr. Demnach ist grundsätzlich der Beklagte für den Schaden verantwortlich zu machen, welchen der Kläger durch die Bestellung der Vollstreckungssicherheit erlitten hat. Es wäre in erster Linie Sache des Beklagten gewesen, durch rechtzeitige Erfüllung seiner Zahlungspflicht dem Kläger die Sicherheitsleistung zu ersparen. Außerdem hätte er auch auf die Sicherheitsleistung verzichten können. (R.G. II vom 18. Sept. 1925.)

Bemessung des Aufwertungsbetrages bei im Aufwertungsgesetz nicht geregelten Verpflichtungen.

a) Zu frühzeitiges Zurückgreifen auf die Goldmark vor Beginn der Geldentwertung. Provisionsforderungen sind nach dem Grundsatz von Treu und Glauben aufzuwerten. Eine Provision von 15 000 M. war im September 1917 fällig gewesen und dem Berechtigten im Juni 1923 mit 15 000 Papiermark ausgezahlt worden. Der Berechtigte verlangte nun Aufwertung und das Kammergericht sprach ihm 3000 M. zu. Es nahm nämlich an, daß die Forderung des Beklagten von 15 000 M. im September 1917 nur noch 9000 Goldmark wert gewesen sei, die mit etwa 35% auf 3000 M. aufzuwerten seien. Das Reichsgericht hob das Urteil jedoch auf, indem es darauf hinwies, daß die Papiermark im Inlande im September 1917 noch ungefähr dieselbe Kaufkraft hatte wie vor dem Kriege. Eine Umrechnung auf Goldmark sei deshalb nicht nötig und der Aufwertung die gesamte Summe von 15 000 M. zugrunde zu legen. (R.G. III v. 6. Oktober 1925.)

b) Anwendung des „Verarmungsfaktors" bei Aufwertungsforderungen von Versicherungsgesellschaften. Eine Versicherungsgesellschaft hatte gegen die Reichsbahn wegen Verlustes von Frachtgut einen Aufwertungsanspruch von 7 590 Goldmark erhoben. Das Oberlandesgericht billigte ihr jedoch nur 3000 Goldmark zu, da es einen Verarmungsfaktor für die Versicherungsgesellschaft von 60 v. H. annahm. Das Reichsgericht trat dem Urteile bei. Es sei zu beachten, daß die Versicherungsgesellschaft den Papiermarkbetrag ihrer Forderung während der Inflationszeit nicht vor der allgemeinen Geldentwertung hätte schützen können. Gerade Versicherungsgesellschaften seien dazu noch weniger als andere Kaufleute imstande gewesen. Durch den Abstrich von 60% sei deshalb die Gesellschaft nicht beschwert. Wenn ihr der volle Betrag von 7 590 Goldmark zugebilligt würde, so würde sie den Vorteil einer völlig wertbeständigen Vermögensanlage erlangt haben, die sie ohne das Urteil nicht erreicht hätte. (R.G. I v. 19. September 1925).

c) Eine Bank hatte 5 000 Gulden für 130 750 Papiermark gekauft. Der Verkäufer hatte aber den Vertrag nicht erfüllt, so daß die Bank im November 1921 einen Deckungskauf, und zwar jetzt für 461 585 Papiermark, vornehmen mußte. Das Oberlandesgericht wies die Klage der Bank ab, weil überhaupt kein Schaden entstanden sei, da sie bei der Ausführung des Deckungskaufes immer nur den Goldwert der Gulden bezahlt habe, genau wie sie bei vertragsmäßiger Erfüllung des Geschäftes drei Monate vorher auch den gleichen Goldwert hätte zahlen müssen. Das Reichsgericht trat dieser Ansicht jedoch nicht bei. Weil damals noch überall die Papiermark galt, hatte einen Schaden erlitten, wer bei einem Deckungskauf mehr Papiermark aufwenden mußte als bei dem ursprünglichen Geschäft. Bei der Berechnung des Schadens müsse jedoch beachtet werden, was aus einem damals gezahlten Schadensersatz in Papiermark geworden wäre, wenn er im Vermögen der Bank geblieben wäre. Es sei nicht ohne weiteres anzunehmen, daß die Bank den Betrag wertbeständig erhalten hätte, sondern sie würde ihn in ihrem Gesamtbetriebe verwandt haben und dadurch auch nur zum Teil der Geldentwertung entzogen haben. (R.G. v. 7. Oktober 1925.)

Zahlungstag nach den Geschäftsbedingungen der Reichsmonopolverwaltung. In den Geschäftsbedingungen der Reichsmonopolverwaltung wird der baren Einzahlung die erfolgte Überweisung auf das Girokonto gleichgestellt. Das Wort „erfolgt" ist in den Bedingungen unterstrichen. Daraus folgt, daß erst durch die Gutschrift auf das Konto der Monopolverwaltung die Zahlung als erfolgt zu gelten habe. In einem Fall, in dem der Betrag bei der Reichsbank am 17. Oktober 1923 einging, versehentlich aber erst am 23. November dem Konto der Monopolverwaltung gutgeschrieben wurde, wurde als Zahlungstag — entsprechend den Geschäftsbedingungen — erst der 23. November angesehen. (R.G. II vom 20. Okt. 1925.)

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E. V., Berlin W 30, Nollendorfplatz 3 I.)

Herr Regierungsbaumeister a. D. Magens, langjähriges Vorstandsmitglied unserer Gruppe Norden und Begründer und Inhaber der Firma H. Magens G. m. b. H., Betonwerk, Hamburg, ist am 17. November d. J. verstorben. Seine ruhige, sachliche Mitarbeit haben ihm im Kreise des Verbandes zahlreiche Freunde erworben. Für unsere Gruppe Norden bedeutet sein Tod einen schmerzlichen Verlust.

*

Die Zeppelin-Eckener-Spende des deutschen Volkes hat unsere Verbände um Beiträge für ihre für die nationale Wirtschaft bedeutsamen Zwecke gebeten. Wir haben geantwortet, daß die Mittel unserer Verbände nur zur wirtschaftlichen Förderung der Mitglieder verwendbar seien, daß wir aber die Mitglieder im Verbandsorgan auf die Sammlung aufmerksam machen würden. Zahlungen sind an die Zeppelin-Eckener-Spende, Berlin W 50, Kurfürstendamm 13, Postscheckkonto Berlin NW Nr. 446, zu richten.

*

Das in Heft 20, S. 657 erwähnte Güterkursbuch der Reichsbahn kann bei allen größeren Güterabfertigungen und dem Werbebüro für den Güterverkehr, Berlin, Hallesches Ufer 35/36, zum Preise von 3 M. bezogen werden.

*

Die Reichszentrale für deutsche Verkehrswerbung, Berlin W 35, Potsdamer Str. 121 b, gibt zusammen mit dem Reichsverband der deutschen Industrie wie im Vorjahr den „Deutschen Werkkalender 1926" heraus. Dieser schöne und nützliche Abreißkalender, dessen Blätter mit Abbildungen von Führern und Leistungen der deutschen Industrie (auch von Bauten) gefüllt sind, ist für 2,50 M. von der Reichszentrale zu beziehen. Bei Bestellungen durch uns erhalten unsere Mitglieder den Kalender zum Vorzugspreis von 2 M.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 44 vom 5. Nov. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. A 42 088. Armaturenwerk für Gruben-, Hütten- und Bahnbedarf, G. m. b. H., Friedrichsthal, Saar. Grubenstempelkopf. 25. IV. 24.

Kl. 5 c, Gr. 4. C 32 817. Josef Christgen, Dortmund, Heiliger Weg 70. Nachgiebiger Grubenstempel. 11. XI. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. M 81 372. Dr. Karl Mayer, Wien; Vertr.: P. Brögelmann, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Verbindung für Druckstollenrohre. 12. V. 23. Österreich 15. V. 22.

Kl. 5 d, Gr. 9. G 60 545. Dr.-Ing. Arthur Gerke, Waldenburg, Schles. Im Anschluß an eine Schüttelrutsche arbeitende Bergeversetzmaschine. 24. I. 24.

Kl. 5 d, Gr. 9. G 61 586. Dr.-Ing. Arthur Gerke, Waldenburg, Schles. Im Anschluß an eine Schüttelrutsche arbeitende Bergeversetzmaschine; Zus. z. Anm. G 60 545. 7. VI. 24.

Kl. 5 d, Gr. 9. G 62 739. Dr.-Ing. Arthur Gerke, Waldenburg, Schles. Vorrichtung zum maschinellen Bergeversatz; Zus. z. Anm. G 60 545. 21. XI. 24.

Kl. 5 d, Gr. 9. I 25 579. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß. Einrichtung zum Versetzen von Haufwerk in Bergwerken; Zus. z. Anm. I 24 886. 3. I. 25.

Kl. 19 a, Gr. 24. Sch 68/719. Konrad Schünemann, Ödesse b. Peine. Ausziehbares Hilfsgleis für Grubenbahnen u. dgl. 2. X. 23.

Kl. 19 a. Gr. 28. B 106 471. „Cubex", Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Kippgleisrückmaschine. 15. IX. 22.

Kl. 20 h, Gr. 6. L 63 664. Fa. Paul Lechler, Stuttgart. Unterlagsplatte. 20. VII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 33. B 118 579. Paul Bildstein, Neue Norststr. 13, u. Emil Seidel, Rheinische Str. 17, Elberfeld. Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltsignalen. 7. III. 25.

Kl. 20 k. Gr. 9. A 43 271. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Kettenfahrleitung ohne Zwischenmasten und mit entgegengesetzter Zickzackführung des Fahr- und Tragdrahts für elektrische Bahnen. 18. X. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. D 45 819. Kaweblock-Eisenbau G. m. b. H., Berlin. Ankerschiene für Eisenbetondecken. 11. VII. 24.

Kl. 37 f, Gr. 7. M 81 494. Massivbau Handel Akt.-Ges., Dortmund. Umformerturm. 16. V. 23.

Kl. 80 b, Gr. 1. B 119 929. Fa. van Baerle & Co., Chemische Fabrik, Worms a. Rh. Verfahren zur Herstellung dauerhafter Straßenbauten aus Kalkstein oder kalkhaltigen Deck- und Füllstoffen mit Wasserglas. 18. V. 25.

Kl. 81 e, Gr. 32. L 61 636. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Haldenaufschütt-Vorrichtung. 8. XI. 24.

Kl. 84 c, Gr. 2. Z 14 224. Wilhelm Ziesse, Schierstein. Vortreibspitze mit Abdichtungsrinne für Vortreibrohre. 6. II. 24.

B. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 44 vom 5. Nov. 1925.

Kl. 19 c, Gr. 5. 422 078. Hans Kellendonck, Crefeld, Luisenpl. 10. Verfahren zum Herstellen von Böden aus einem Gemisch von Lehm und Asche. 14. X. 23. K 87 352.

Kl. 20 i, Gr. 35. 422 081. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Verhinderung des Überfahrens eines Haltsignals bei elektrisch angetriebenen Fahrzeugen. 16. VII. 24. S 66 547.

Kl. 35 b, Gr. 1. 421 929. Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin. Schräg einstellbare Verladebrücke. 28. XII. 24. L 62 024.

Kl. 35 b, Gr. 1. 421 964. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltung zur Erzwingung des Geradlaufs von Verladebrücken u. dgl. 13. IX. 23. S 63 797.

Kl. 37 f, Gr. 3. 422 123. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Verfahren zur Herstellung turmartiger, fugenloser Behälter aus bildsamem Baustoff. 8. I. 24. G 60 430.

Kl. 37 f, Gr. 4. 421 965. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Hecke. m. b. H., Saarbrücken. Aus mehreren gleichartigen Teilen zusammengesetzte prismatische Stütze. 14. III. 24. G 60955.

Kl. 81 e, Gr. 31. 422 095. Braunkohlen- u. Briket-Industrie A.-G., Berlin. Annähernd wagerechte Abraumförderbrücke; Zus. z. Pat. 421 664. 15. XII. 23. B 112 047.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Wasserkraft-Jahrbuch 1924. Herausgeber: Oberbaudirektor K. Dantscher, o. Professor und Ingenieur Carl Reindl, München. Gr.-8°. 612 S. Text mit 279 Abb. u. 13 Taf. In Ganzleinen geb. RM. 24.—.

Wer die seit etwa der letzten Jahrhundertwende erschienenen technischen Zeitschriften und die sonstige technische Literatur des In- und Auslandes verfolgt hat, dem wird eindringlich vor Augen getreten sein, einen wie großen Raum das Gebiet der Wasserkraftnutzung mit seinen mannigfaltigen Grundlagen und Ergebnissen einnimmt. Da aber nur wenige in der Lage sind, diese umfangreichen und vielseitigen Literaturquellen zu verfolgen, so ist eine zusammenfassende periodische Übersicht über dieses Gebiet zu einem unabweisbaren Bedürfnis geworden. Es ist deshalb mit Dank zu begrüßen, daß nunmehr ein „Wasserkraft-Jahrbuch", dessen erster Band uns vorliegt, von Jahr zu Jahr eine Übersicht über das in Wirtschaft, Praxis und Theorie Erzielte sowie auch über Zukunftsaufgaben geben wird. Daß dieser ebenso wichtigen wie schwierigen Aufgabe der erste Jahrgang in hohem Maße gerecht werden konnte, ist der vorzüglichen Auswahl der Mitarbeiter zu danken, die anerkannt erste Fachleute auf ihren Gebieten sind. Der reichhaltige und vielseitige Stoff ist in drei Hauptabschnitte gegliedert: I. Entwicklung der Wasserkraftnutzung und Verwertung der Wasserkräfte, II. der Ausbau der Wasserkräfte, III. Wasserkraftmaschinen. Im I. Abschnitt behandeln C. Reindl-München die Entwicklung der Wasserkraftnutzung und der Wasserkraftmaschinen, F. Krieger-München den Ausbau deutscher Wasserkräfte, von Gruenewaldt-Karlsruhe die modernen Grundsätze der Wasserkraftgesetzgebung, O. Streck-München die allgemeine Energiewirtschaft und Wasserkraftnutzung, J. Ornig-Graz die Betriebsergebnisse von Wasserkraft-Überlandwerken. Den größten Raum des I. Abschnittes nehmen sechzehn Sonderberichte über den Stand der Wasserkraftnutzung in den hauptsächlichsten außerdeutschen Ländern Europas ein, und zwar in Österreich, der Schweiz, Frankreich, Schweden, Norwegen, Finnland, Italien, Spanien, Griechenland, der Sowjet-Union, Jugoslawien, der Tschechoslowakei, Belgien, Dänemark, England und Ungarn. Die letzten vier ebengenannten Mitteilungen sowie die über Frankreich sind allerdings nur sehr kurze Auszüge aus den der I. Weltkraftkonferenz (London, Juli 1924) vorgelegten Berichten, während ebensolche Berichte über Italien und Spanien eine ausführlichere Bearbeitung erfahren haben.

Der II. Abschnitt bringt folgende für den Bauingenieur besonders wichtige Abhandlungen: H. Holler-München, „Grundsätze für die Bestimmung der Ausbauwassermengen"; Joh. Hallinger-München, als Beitrag zu den Vorarbeiten für Wasserkraftnutzung, „Die Nutzwasserfeststellung und ihre Verwertung"; L. A. Ott-Kempten, „Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen"; G. L. Kurzmann-München, „Wasserkraftausbau und Geschiebeführung"; K. Dantscher-München, „Schiffahrt und Wasserkraftausnutzung"; S. Kurzmann-München, „Die Betonauskleidung der Werkkanäle"; K. Köbler-Karlsruhe, „Hydraulische Pumpenspeicherung"; A. Baumann-Karlsruhe, „Erfahrungen mit dem Bau von Holzrohrleitungen"; F. Kennerknecht-München, „Entlastungsvorrichtungen bei Wasserkraftanlagen"; F. Eisner-Charlottenburg, „Die Wichtigkeit des Versuchs für zweckmäßige Wasserkraftnutzung".

Die Aufsätze des III. Abschnittes fallen in das Arbeitsgebiet des Maschineningenieurs: D. Thoma-München, „Die Kavitation bei Wasserturbinen"; V. Kaplan-Brünn, „Kavitationserscheinungen bei Turbinen mit großer Umlaufgeschwindigkeit"; R. Dubs-Zürich, „Die Bedeutung des Saugrohres"; E. Englesson-Kristinehamm (Schweden), „Vergleich zwischen Kaplan- und Propellerturbinen"[1]; E. Treiber-Karlsruhe, „Über Getriebe bei Wasserkraftanlagen"; C. Reindl-München, „Vorteile und Einrichtungen selbsttätig arbeitender Wasserkraftwerke"; H. Thoma-Karlsruhe, „Die neuere Entwicklung der Turbinenregler"; H. Thoresen-Oslo (Norwegen), „Umbau älterer Wasserturbinen zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit".

Ein Anhang bringt endlich noch eine Zusammenstellung der meist gebrauchten Maße und deren Umrechnung.

Ein näheres Eingehen auf die einzelnen Aufsätze würde über den Rahmen einer Besprechung hinausgehen, zu einer kritischen Würdigung erachte ich mich nur befugt in der Beschränkung auf den II. Abschnitt, der durchweg Vortreffliches bringt. Um nur ein Beispiel herauszugreifen: Dantschers Aufsatz ist das Beste, was ich über Schiffahrt und Wasserkraftnutzung gelesen habe.

Ich habe von dem Jahrbuch eine weit- und tiefgehende Belehrung und Anregung empfangen, und ich bin überzeugt, daß ein jeder Leser das Handbuch mit der gleichen Befriedigung wie ich lesen wird. Es sei allen an der Wasserkraftnutzung Beteiligten auf das wärmste empfohlen. Dem Mitherausgeber Ing. C. Reindl gebührt der Dank der Fachwelt dafür, daß er dieses Jahrbuch ins Leben gerufen hat. Druck und Ausstattung des Buches sind gleich vortrefflich.

Hubert Engels.

[1]) Propellerturbinen (Flügelradturbinen) haben feste Schaufeln, Kaplanturbinen sind Propellerturbinen mit beweglichen Schaufeln.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Camerer, Vorlesungen über Wasserkraftmaschinen. Zweite neu bearbeitete Auflage. Von Dipl.-Ing. Bernhard Esterer. XXIX u. 515 S. mit 646 Textfig. u. 42 Tafeln. Leipzig 1924. Wilh. Engelmann. Lex.-Form. Kart. 25 RM, geb. 28 RM.

Das auch dem Bauingenieur wohlbekannte klassische Werk von Camerer liegt nach 10 jähriger Pause seit dem Ersterscheinen in nunmehr 2. Auflage vor, nachdem schon länger sich ein lebhaftes Bedürfnis hierzu eingestellt hatte. Leider ist es dem Verfasser selbst nicht möglich gewesen, sie uns zu schenken, noch vor Abschluß der Arbeiten für die vorliegende Zweitauflage ist er aus dieser Zeitlichkeit ab berufen. Sein langjähriger Assistent hat sodann die Neuauflage besorgt.

Wir danken ihm, daß er an dem Werke seines Lehrers mit dessen vorbildlich klarer Sprache und Übersicht verhältnismäßig wenig Änderungen vorgenommen hat und wir vermuten, daß auch die Mehrzahl der Änderungen schon durch Camerer selbst eingeleitet und vorgesehen waren und freuen uns, daß das gesamte Werk den Geist und die Erfahrung seines Schöpfers unverändert zu uns sprechen läßt. So bedarf das Werk in seiner 2. Auflage eigentlich keiner weiteren Empfehlung.

Gewiß ist es verständlich, wenn der Bearbeiter der neuen Auflage davon Abstand genommen hat, die Entwicklung darzustellen, die der neuzeitliche Turbinenbau bis zu den Schnelläufer- und Propeller-Turbinen genommen hat; die Begründung, daß es sich um eine Entwicklung handelt, deren theoretische und praktische Grundlage noch nicht die volle Klarheit und Anerkennung besitzt, muß man, wenn auch nicht ganz uneingeschränkt, gelten lassen. Immerhin bleibt hier, das darf nicht verschwiegen werden, angesichts der sich immer mehr steigernden Verwendung dieser Turbinenarten und angesichts der Rückwirkung, die ihr Bau auf die Gesamtentwicklung im Wasserkraftausbau ausübt, eine schwer empfundene Lücke, die der Verfasser möglichst bald durch einen Ergänzungsband auszufüllen versuchen sollte; das auch dann, wenn noch mancherlei Vorbehalte in der Darstellung nötig bleiben müßten.

Aber auch so bleibt das Werk für den Bauingenieur, der sich mit Wasserkraftmaschinen des näheren zu befassen hat, ein unentbehrliches Handwerkszeug, das in seinen die Konstruktion behandelnden Kapiteln m. E. anderweit noch nicht ersetzt oder erreicht worden ist. Heiser.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Ortsgruppe Brandenburg.

In der Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen, sprachen am Dienstag, den 24. November 1925 Regierungsbaumeister a. D. Studienrat Koehn über „Wie kann der Unterricht der Baugewerkschulen neben gründlicher Fachausbildung die Erziehung zum wirtschaftlichen Arbeiten vermitteln?“ sowie Professor Janssen, Berlin, über: „Wie kann beim akademischen Studium der Bauwissenschaften der Notwendigkeit wirtschaftlicher Ausbildung Rechnung getragen werden?“ Prof. Janssen begann seinen Vortrag mit einem Rückblick auf die Entstehung dieser Frage. Noch im 18. Jahrhundert finden wir in Deutschland eine Verbindung von Technik und Wirtschaft in den Kameralwissenschaften, deren Entwicklung durch den Einfluß der Lehre von Adam Smith und der neuen englischen Theorien unterbrochen wurde. In der Folge gestalteten sich die Wirtschaftswissenschaften an den Universitäten zu reinen Geisteswissenschaften, während der Fortschritt der Technik an den polytechnischen Schulen sozusagen als Selbstzweck betrieben wurde. Die moderne Technik galt der Nationalökonomie nur als ein Arbeitsmittel im Wirtschaftsleben und wurde von ihr in Wesen und Bedeutung nicht erkannt. Reuleaux führte zunächst die technische Wissenschaft über die Grenzen ihrer Spezialgebiete hinaus als eine „Trägerin der Kultur“; nach ihm wird in einer zunehmenden Reihe aus dem Kreis der Technik wie auch der Nationalökonomie entstandener Werke die Bedeutung des Ingenieurs als organisches Glied der Kulturentwicklung, als Bringer der materiellen Freiheit für die ganze Menschheit der Erkenntnis erschlossen. Daneben wurden in gründlicher Arbeit alle nur möglichen Beziehungen zur Wirtschaft aufgezeigt (die einzelnen Bücher und Schriften werden bei der späteren ausführlichen Drucklegung dieser Vorträge genannt werden), ohne daß diese Erkenntnis bis heute schon einen praktischen Erfolg gegen die Hemmungen eines Gegeneinanderabschließens der einzelnen Wirtschaftszweige gehabt hätte.

Mit dem Fortschreiten der Technik ergab sich das Problem des wirtschaftlichen Systems der Technik und ihr Kulturproblem. Wurde mit dem ersten der Bauunternehmung im Rahmen der Produktionslehre eine Raumgüter erzeugende Tätigkeit zugesprochen, so war das insofern irrig, als ein Haus etwa zwar für sich verkäuflich ist, hingegen bei allen öffentlichen Bauten, solchen die Bildung, Kunst und Kultus gewidmet sind, als auch bei allen Siedlungen das soziale und kulturelle Moment hervortritt; ebenso erinnern die Vorteile der durch das Bauingenieurwesen geschaffenen Verkehrseinrichtungen an die Befriedigung vorwiegend sozialer Bedürfnisse, während die Wirtschaftlichkeit im Sinne des Sparens ein Grundsatz jeglichen technischen Schaffens ist. Es fragt sich nur, ob der berufene Vertreter in Lehre und Anwendung der Gesetze der Wirtschaftlichkeit, Sozialökonomie und Sozialpolitik der Techniker oder der Sozialökonom ist, und da sollte es selbstverständlich sein, daß Wirtschaftspolitiker auf einzelnen Gebieten nur diejenigen sein können, die die betreffende Materie selbst vollkommen beherrschen. „Baupolitiker“ kann nur sein, wer das Bauwesen mit allen seinen Forderungen vollkommen beherrscht: der Techniker, wie es die Erfahrungen besonders im Siedlungs- und Städtebau zur Genüge beweisen. Die heutige Arbeitsteilung zwischen Theorie und Praxis, zwischen Sozialökonomie und Technik, wird immer zu Irrungen auf beiden Seiten führen; daher muß ein zusammenfassender Aufbau des gesamten Stoffes auf Grundlage der Technik stattfinden (eine solche Erweiterung der Ausbildung ist bereits in den Seminarien für Städtebau zu sehen.)

Die Erkenntnis der Notwendigkeit einer wirtschaftlichen Ausbildung der Techniker hat nun auch schon die weitesten Kreise beschäftigt. Insbesondere ist auf Veranlassung des Vereins Deutscher Ingenieure 1908 der „Deutsche Ausschuß für technisches Schulwesen“ gegründet und von diesem 1914 in einem Bericht an die Ministerien, technischen Hochschulen und die industriellen und technischen Vereine gefordert worden, daß in die Studienpläne der technischen Hochschulen der Unterricht in den wirtschaftlichen und rechtlichen Fächern für alle Studierenden aufgenommen wird. Die Angelegenheit wurde erst 1919 wieder aufgenommen, ohne bisher ihre Erledigung zu finden; jedoch ist anzunehmen, daß die erhobenen Forderungen nicht mehr an den maßgebenden Stellen auf Schwierigkeiten stoßen werden und nur noch bestimmte Vorschläge für die Lehrpläne und Prüfungsordnungen zu machen sind. Im Gebiet technischer Berufstätigkeit lassen sich die drei Richtungen der forschenden, gestaltenden und verwaltenden unterscheiden, die ihre verschiedenen Anforderungen hinsichtlich der Ausbildung stellen. Die besondere Richtung des Studiums muß sich also im Einzelfalle nicht nur nach dem gewählten Spezialfach, sondern auch nach der späteren Tätigkeit bestimmen und kann durch die Einordnung von Wahlpflichtfächern gegeben werden nach den Fragen einer Wirtschaftlichkeits-, privatwirtschaftlichen oder volkswirtschaftlichen (sozialpolitischen) Ausbildung. Die Einführung der Privatwirtschaftslehre läßt sich nicht etwa aus ethischen Gründen ablehnen, denn sie will hauptsächlich eine auf die größtmögliche Wirtschaftlichkeit gerichtete Betriebsorganisation. Die heute eingeführten volkswirtschaftlichen Vorlesungen ermangeln der Verbindung mit dem Fachstudium und können daher den Studierenden keinen Nutzen gewähren. Andererseits kann die besondere Ausbildung von Ingenieuren der Richtung Wirtschaft und Verwaltung keine Lösung bedeuten, da es auf die Verschmelzung des wirtschaftswissenschaftlichen Studiums für alle Techniker ankommt.

Sowohl Konstruktion wie Ausführung einer Bauanlage sind Aufgabe der Bauwissenschaft; ist bisher die Konstruktion bevorzugt worden, so sind jetzt Vorträge über die Bauausführung in die Lehrpläne einzufügen. Die Betriebslehre, zusammengesetzt aus Bauwirtschaft (Betriebsarten, Verdingungsarten, Verträge u. a.) und Baubetrieb (Einrichtung und Ausführung des Arbeitsprozesses), muß für alle Bautechniker als Pflichtfach gelehrt werden; als Wahlpflichtfächer kommen dann die Wirtschafts- oder Sozialwissenschaften je nachdem hinzu. Da die Studierenden nur das hören, was sie brauchen, sind diese Gegenstände unbedingt in die Prüfung mit einzubeziehen etwa durch Ergänzung der Diplomarbeit mit einer Kosten- und Rentabilitätsberechnung oder mit den für eine Ausschreibung erforderlichen Unterlagen. Wird diese Betriebslehre in dem Sinn gelehrt, daß nicht höchste Rentabilität des Betriebes, sondern höchste Wirtschaftlichkeit seiner Dienstleistungen maßgebend sein soll, so ist damit wieder ein organischer Übergang zur Nationalökonomie und Soziologie gegeben. Die Notwendigkeit eines organischen Überganges vom technischen zum wirtschafts- und sozialwissenschaftlichen Studium fordert die Ausbildung der Studierenden des Baufaches durch Techniker. Gesondert von der an die Baufakultät angeschlossenen Betriebslehre ist eine Fachabteilung für Wirtschaftswissenschaften zu schaffen, wie sie bereits in Dresden und München besteht. Natürlich darf sich der Unterricht nicht auf Vorträge allein beschränken, sondern muß durch seine seminaristische Übungen ergänzt werden.

Dem Vortrag schloß sich eine längere Aussprache an, über die wir, ebenso wie über den Vortrag von Studienrat Koehn später berichten werden.

Als nächster Vortrag, am Montag, den 14. Dezember d. Js., abends 7½ Uhr, im großen Saal des Ingenieurhauses, Friedrich-Ebert-Str. 27, ist vorgesehen: Ingenieur Mast: „Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiternachwuchs“. (Eintritt frei, Gäste willkommen).

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang — 11. Dezember 1925 — Heft 36

DIE GOTHAER HOLZROHRLEITUNG FÜR TRINKWASSER.

Von Stadtoberbaurat Dr.-Ing. Schubert, Gotha.

Übersicht. Gotha baut eine Trinkwasserzuleitung aus Holz on 40 cm l. W. und 9300 m Länge für Innendruck bis zu 32 m ruhende Vassersäule. Sie besteht aus Dauben, Spannringen und Spannschuhen, at 33 mm Wandstärke und erhält Druckmeßstellen, Entleerungs-, ntlüftungs- und Reinigungsmöglichkeiten. Im Bau seit Juli 1925.

Vom Jahre 1915 ab trat in Gotha Wassermangel auf, unächst wenig bemerkbar und von kurzer Dauer, allmählich ber wochenlang und in großen Stadtteilen empfindlich ihlbar. Die deswegen 1921 aufgenommenen Vorarbeiten[1]) ihrten dazu, daß im Oktober 1924 die Mittel für die Ausihrung einer neuen 9300 m langen Wasserzuleitung zwischen er Trinkwassergewinnungsanlage, der Talsperre[2]) zu Tambach-Dietharz, und einem vor der Stadt auf dem Hirzberge liegenden Hochbehälter in Höhe von 520 000 M. (4. 6. 1924) bewilligt urden[3]).

Auf der Strecke der neuen Zuleitung liegen bereits zwei ußeiserne Leitungen, eine im Jahre 1873 verlegte von 215 mm W. und eine im Jahre 1902 verlegte von 250 mm l. W. Beide eisten etwa 48,5 l/s. Diese Leistung blieb 1923 hinter dem Bedarf am Tage der größten Entnahme, der 78 l/s betrug, um 9,5 l/s zurück. Der Entwurf für die neue Wasserzuleitung[4]) sah or, künftig außer ihr nur die 250 mm-Leitung zu betreiben und ie 215 mm-Leitung totzulegen. Ferner sollten die beiden erstenannten Leitungen die Stadt bis 1953 anstandslos versorgen. ieraus bestimmte sich die von der neuen Leitung zu fordernde eistung zu 122 l/s. Für die Leitung wurde ein Durchmesser on 400 mm gewählt, der bei Ausführung in Eisen 147 l/s zu ördern in der Lage war. An der tiefsten Stelle der Leitung ar bei stoßfreiem Betrieb mit einem Druck von etwa 35 m Vassersäule zu rechnen.

Die Ausschreibung des Baustoffes für die neue Leitung ezog sich auf Gußeisen, Schmiedeeisen und Holz. Daneben ng ein Angebot auf mit Beton ummanteltes Eisen ein, das ber von vornherein als nicht brauchbar ausschied. Da im ngebot für Holz teilweise die Verlegung inbegriffen war, in em für Eisen jedoch nicht, und die Endsummen der Angebote uf Gußeisen, Schmiedeeisen und Holz mithin ohne weiteres icht vergleichbar waren, so wurde ihre Einwirkung auf die Gemtbausumme festgestellt. Hiernach stellten sich die Ausihrungskosten
in Schmiedeeisen rd. 30 000 M.,
in Holz rd. 85 000 M. niedriger als in Gußeisen.
ür Holz waren verschiedene Angebote eingegangen, einerseits uf mit starkem Draht umwickelte Röhren, anderseits auf mit undeisenringen und Spannvorrichtung bewehrtes Daubenrohr. a dem Draht wegen seiner geringen Stärke eine Widerstandshigkeit gegen Rosten nicht zugesprochen wurde, befaßte man ch nur mit dem Angebote auf das mit Rundeisen bewehrte olzdaubenrohr, welches von der Holzrohrbauaktienesellschaft zu Freiburg i. Br. abgegeben worden war.

Bei dem wesentlichen Preisunterschied von 85 000 M. onnte man an dem bislang nicht gebräuchlichen Holz nicht vorübergehen, ohne das Angebot eingehendst auf seine Brauchbarkeit geprüft zu haben. Zudem war das Geld schon zu jener Zeit, Anfang Frühling 1925, recht schwer zu beschaffen. Es bestand keine Aussicht, die für den Bau der Leitung benötigten 520 000 M. bereitzustellen, obwohl auf ein Darlehn von etwa 170 000 M. aus Mitteln der Erwerbslosenfürsorge gerechnet wurde. Man verschaffte sich daher Kenntnis von den Erfahrungen an ausgeführten Holzrohrleitungen. Da Holzdaubenrohre in Europa erst seit wenigen Jahren und mit geringer Länge gebaut wurden, so konnte man sich hinsichtlich älterer Leitungen nur auf die Überlieferungen aus Amerika stützen, wo Holzrohre seit Jahrzehnten verwendet wurden. Dann wurden Besichtigungen von in Deutschland jüngst ausgeführten Anlagen vorgenommen. U. a. wurde eine Leitung von 50 cm l. W. und etwa 500 m Länge und eine zweite von 50 cm l. W. und 1900 m Länge besichtigt. Sie lagen teils ober-, teils unterirdisch und waren im Betrieb. Das Ergebnis war befriedigend. Die Leitungen waren dicht, der Rostschutz war unversehrt. Man hatte den Eindruck, daß die geplante Leitung bei ausgesuchtem Baustoff aus Holz zweifellos einwandfrei hergestellt werden könne. Allerdings hielt man gewisse Sicherheiten für nötig. Gegen die Beständigkeit des Holzes hatte man nicht die geringsten Bedenken. Aber zum Schutze der das Holzrohr umspannenden Rundeisen sollte alles getan werden, was irgendwie möglich und zweckmäßig war. Unter anderem sollte der Durchmesser der Rundeisen etwa 2 mm stärker gewählt werden, als es die Rechnung auf Zug erfordert, um auch noch hinreichend für den Fall gesichert zu sein, daß der Rostschutz versagte. Anderseits ließ sich durch den Einbau eines Schiebers die Drucklinie in günstiger Weise verändern. Nebenbei sei bemerkt, daß auch ein Versuch gemacht wurde, durch Abdrücken eines kurzen Proberohres die Zuverlässigkeit des Holzrohres zu prüfen. Er konnte aber kein richtiges Ergebnis zeitigen, weil ihm nicht die beim fertigen Holzrohrstrang vorliegenden Voraussetzungen zugrunde lagen. Zur Abdichtung der Stirnseiten hatte man nämlich die dichtenden Deckel gegeneinander verspannt, so daß sich beim Quellen die Dauben in der Längsrichtung nicht ausdehnen und damit die Längsfugen nicht ganz gut schließen konnten.

Die Änderungen beeinflußten das Ergebnis der Ausschreibung nur unwesentlich, so daß der dazu ermächtigte Ausschuß nach eingehender Erörterung einstimmig der Holzrohrbau-A.-G. zu Freiburg i. Br. den Auftrag zur Ausführung der Leitung in Holz erteilte, obwohl das günstigste Angebot auf Gußeisen in letzter Stunde um 31 000 M. ermäßigt wurde.

Das Rohr wird gemäß der beigegebenen Abbildung ausgeführt. Es besteht im Querschnitt aus 16 Dauben, die von 16 mm starken Rundeisenringen, sogenannten Spannringen, in gewissem Abstande zusammengehalten werden. Die die äußere und die innere Rohrwand bildenden Seiten der Dauben sind genau nach der Rundung des Rohres gefräst, während die beiden anderen Seiten eine Verzahnung besitzen. Alle vier Seiten werden gleichzeitig auf einer Vierseitenfräsmaschine hergestellt. Die endgültige Wandstärke beträgt 33 mm. In der Richtung der Längsachse werden die Stöße der einzelnen Dauben versetzt angeordnet, so daß das Holzrohr im ganzen keine durchgehenden Stöße besitzt. Die Dichtung der Dauben wird am Hirnholzstoß durch 2,5 mm starke verzinkte Eisenplättchen unterstützt, die in das Hirnholz eingelassen werden und mit scharfer Schneide in die benach-

[1]) Ges.-Ing. 1922, Heft 28.

[2]) Techn. Gemeindeblatt 5. Januar 1925 und „Das Gas- und Wasserch" 1925, Heft 7.

[3]) „Die Wasserversorgungsanlagen der Stadt Gotha nebst Erläuterungsricht zum Entwurf einer dritten Zuleitung von der Gothaer Talsperre zu ambach-Dietharz nach dem Hirzberghochbehälter und Vorarbeiten für eine veite Talsperre." Gotha 1924. 21×30 cm. 36 Seiten und 6 Tafeln.

[4]) Ges.-Ing. 1925, Heft 14.

barten Dauben eingreifen. Die Enden der Rundeisenbügel werden durch Spannschuhe zusammengehalten, die es ermöglichen, die Spannringe durch Anziehen von Schraubenmuttern fest um die Dauben zu legen.

Die Form des Spannschuhes machte zunächst einige Schwierigkeiten, bis es der Gothaer Pumpenfabrik von Eduard Döll gelang, einen alle Beteiligten befriedigenden Spannschuh zu fertigen. Er wurde nicht gegossen, sondern im Gesenk geschmiedet.

Besonderes Augenmerk wurde dem Baustoff der Dauben zugewendet. Man hätte gern harzreiche Kiefer gewählt, mußte diesen Gedanken aber im Hinblick auf die Kosten fallen lassen. Man wählte Fichte und forderte lufttrockenes, langsam gewachsenes Holz, im vorhergehenden Herbst geschlagen. Etwa durchfallende Äste wurden ausgebohrt. In diese Löcher wurden von innen nach außen Holzpfropfen mit wasserbeständigem Leim eingesetzt. Rotes krankes Holz schied von vornherein aus. Da von einer Seite, wohl unbegründeter Weise, vermutet wurde, daß Dauben mit nicht zum Rohrrand parallel verlaufenden Jahresringen leichter Wasser durch die Rohrwand treten lassen als andere, so wurde bestimmt, daß Dauben, deren Jahresringe mit dem Rohrrand einen Winkel von mehr als 45° bilden, nur auf Strecken verhältnismäßig geringen Druckes, und zwar anfänglich bis 17,1 m, später bis 40 m Wassersäule, verwendet wurden.

Wenn irgend etwas an dem Holzrohr ursprünglich Bedenken einflößte, so war es die Beständigkeit des Rohräußeren gegen die Einflüsse des Bodens und der Luft, insbesondere des Eisens gegen den Rost. Es wurde daher dem Schutz des Rohräußeren die größte Beachtung geschenkt. Sämtliche Spannringe, Spannschuhe und Muttern wurden zunächst in dem die Gewinde schneidenden Werke nach der Fertigstellung in üblicher Weise erwärmt und mit einem Überzug aus Asphalt versehen. Holzrohr und Eisen erhielten ferner einen zweimaligen Inertolanstrich aus bewährten Mischungen. Schließlich wurde ausbedungen, daß der mit Gewinde versehene Teil der Spannringe nach der Fertigstellung der Eisenbewehrung mit heißem Rindstalg gestrichen wurde.

Es unterlag keinem Zweifel, daß die Gewindekernquerschnitte des den Druck aufnehmenden Spannringteiles besonders zu schützen wären, weil hier im Hinblick auf die Spannung im Eisenring bei etwa eintretendem Rosten die Zerstörung der Leitung beginnen würde. Die Stadtverwaltung hat es daher bei dem Asphalt und dem Rindstalg nicht bewenden lassen, sondern sämtliche Rundeisen, wie bereits oben erwähnt, etwas stärker gewählt. Der Rechnung wurden alle Eisen mit einem Gewindekerndurchmesser von 11 mm zugrunde gelegt. Verwendet wurden hingegen nur Eisen von 16 mm Durchmesser mit einem Kerndurchmesser von 12,92 mm. In dem Unterschied zwischen 12,92 mm und 11 mm wollte man eine weitere Sicherheit gegen schädliche Einwirkung des Rostes haben.

Die innere Rohrfläche erfuhr keine besondere Behandlung. Wohl aber mußte man sich im Betrieb der Leitung umstellen. Die Füllung der vorhandenen eisernen Zuleitungen wird an ihrem Anfang, am Einlauf, geregelt. Das hat zur Folge, daß die Leitung in den ersten Jahren nur teilweise gefüllt ist und sich erst mit der Zeit, wenn der Bedarf sich der Leistung der Leitung nähert, füllt. Eine Holzleitung muß aber ständig gefüllt sein, sonst würden Teile austrocknen, schwinden und undicht werden. Daher muß die Größe der in ihr fließenden Wassermengen am unteren Ende der Leitung geregelt werden, und zwar so, daß die Leitung ständig an allen Stellen voll Wasser steht.

Hölzerne Leitungen haben an und für sich weniger Reibung als eiserne. Sie werden aber im Laufe der Zeit immer glatter. Die Leitung leistet daher am Ende des Zeitraumes, für den sie gebaut wurde, mehr als eine gußeiserne gleichen Durchmessers. Dem Bedarf hätte eine eiserne Leitung von 400 mm l. W. entsprochen. Sie förderte bei dem zur Verfügung stehenden Gefälle 147 l/s. Eine Holzleitung gleichen Durchmessers fördert nach Scobey 180 l/s mit einer Geschwindigkeit von 1,42 m/s, also etwa 47 % mehr als verlangt. Man wäre im Holz daher sogar mit einem Durchmesser von 350 mm ausgekommen. Allein man wollte am Durchmesser und mithin an den Kosten nichts sparen, sondern man zog den größeren Durchmesser vor, weil er die Stadt in die Lage versetzte, die Leitung nach Ablauf des Zeitraumes, für den sie berechnet wurde, noch weiter zu benutzen, ohne Vergrößerungen vornehmen zu müssen.

Der Abstand der Spannringe voneinander wird bedingt durch den Druck, unter dem die Leitung arbeitet. Wird der Leitung nichts entnommen, wird sie nach Vorstehendem also am unteren Ende abgeschlossen, so bildet sich die horizontale Linie des ruhenden Druckes aus. Wird sie hingegen bis an ihre Grenzleistung beansprucht, so stellt sich die Linie des größten Gefälles ein.

Zu den sich in den beiden vorgenannten Fällen ergebenden Druckhöhenwerten wurde ein Stoßzuschlag gegeben, und zwar im ersten Fall 15 %, im zweiten 50 %. Der größere der beiden so an einer Stelle der Leitung entstehenden Werte wurde dort als für die Berechnung des Eisenabstandes maßgebend angesehen. Anfangs war angenommen worden, daß die Leistung der Leitung nur von einem einzigen Schieber am unteren Leitungsende aus geregelt wurde. Dabei ergaben sich aber recht hohe Drücke, und zwar ohne etwa auftretende Stöße bis zu 68 m Wassersäule, und damit sehr geringe Spannringachsabstände, bis zu 7,3 cm herab. Es wurde daher eine Drucklinienrechnung vorgenommen, indem noch ein zweiter Schieber etwa in der Mitte der Leitungsstrecke vorgesehen wurde. Bei dieser Maßnahme müssen zwar im Betrieb zwei Schieber gestellt werden, wenn die Förderung der Leitung einmal verändert werden muß, doch wird der Druck auf 47,5 m Wassersäule, Stöße eingerechnet, herabgesetzt und damit der Bedarf an Eisen ganz wesentlich gemindert. Im Betrieb wird die Bedienung der beiden Schieber Schwierigkeiten kaum bereiten, da der Zulauf zur Stadt nur ganz selten zu regeln sein wird, im übrigen zu jeder Leistung eine bestimmte Drucklinie gehört, deren Einstellung mit Hilfe der Angaben von Druckmeßstellen bewirkt wird. Gegen Überschreitung des größten zulässigen Druckes in der unteren Leitungshälfte wurde an deren höchster Stelle ein Sicherheitsventil vorgesehen.

Bei diesen Druckverhältnissen schwankt der Eisenachsabstand zwischen 33 cm und 12 cm. Der erstere entspricht einer Wassersäule von 11,6 m und weniger, der letztere einer solchen von 47,5 m. Er ergab sich einmal aus der Berechnung der Spannringe auf Zug, ferner der Holzdauben auf Durchbiegung zwischen den Spannringen. Dabei wurden die Spannringe mit 1200 kg/cm² und die Holzdauben mit 70 kg/cm² beansprucht. Zwischen 47,5 und 22,2 m Wassersäule war die Berechnung der Eisen auf Zug für ihren Abstand maßgebend, bei geringerer Wassersäule die Bdrechnung der Dauben auf Biegung. Die Berechnung des Holzes auf Abscheren ergab Werte innerhalb der zulässigen Grenzen.

Während eine eiserne Leitung im Hinblick auf den Frost mit 1,5 m Deckung hätte verlegt werden müssen, begnügte man sich bei der Holzleistung mit 0,7 m Deckung. Auch die Ausrüstungsgegenstände wurden nicht tiefer eingebettet, da sie in gemauerten Schächten untergebracht wurden, die vor Beginn des Winters gegen Eindringen von Kälte gehörig mit Laub und Reisig eingepackt werden sollen. Die Breite der Baugrube betrug im allgemeinen 0,9 m, in tieferer Lage 1 m. Mithin war im allgemeinen auf jeder Seite des Rohres 0,25 m Raum über das lichte Maß hinaus vorhanden. Das Maß erwies sich jedoch als etwas zu knapp, da es die Verlegungsarbeiten etwas erschwerte. Krümmungen bis zu 30 m Halbmesser sollten ohne weiteres durch Biegung des Holzrohres hergestellt werden, für größere Krümmungen wurden Eisenkrümmer vorgesehen. Die Leitung erhielt am Beginn, in der Mitte und am Ende je einen Schieber, ferner 16 Druckmeßstellen, drei Entleerungs- und 16 Entlüftungsmöglichkeiten, ferner im Gegensatz zu den vorhandenen Zuleitungen 12 Reinigungsrohre mit Öffnungen von 40×70 cm, deren Abstand untereinander im Mittel zu 775 m gewählt wurde.

An 21 Stellen mußte man mit dem Einschalten von Eisenteilen, wie Schiebern und Druckmeßstellen, rechnen. Hier mußte das Holzrohr rechtwinklig abgeschnitten werden. Besondere gußeiserne Formstücke gemäß der beigegebenen Abbildung bewirkten den Übergang von Holz auf Eisenmuffe und von Holz auf Eisenschwanz. Der Abdichtung des Stoßes am Holzrohrende diente eine eiserne Muffe. Das Holzrohr wurde in diese hineingesteckt und sollte ursprünglich, der Abbildung entsprechend, allseitig mit Teerstrick und Holzkeilen gedichtet werden. Bei der Ausführung wurde die Dichtung jedoch in üblicher Weise mit Hanfstrick und Blei bewirkt.

Der Auftrag zu Beginn der Arbeiten erging an die Holzrohbau-A.-G. am 13. Mai 1925. Sie begann sofort mit der Herstellung der Dauben, von denen im ganzen 148 800 lfd. m erforderlich wurden. Wenige Wochen später wurden die 47 000 Spannringe und Spannschuhe an in Gotha ansässige Unternehmer vergeben. Die Erdarbeiten setzten am 15. Juli ein, die Arbeiten am Zusammensetzen des Holzrohres am 25. Juli. Es wurde an mehreren Baustellen gearbeitet, an jeder derselben waren etwa ein Vorarbeiter und acht Mann tätig. Man rechnete an jeder Baustelle mit einem Fortschritt von 30 m am Tage.

Planmäßig soll die Leitung, sofern die Stadtgemeinde die notwendigen Baugelder beschaffen kann, im Herbst in Betrieb genommen werden.

BEITRAG ZUR BERECHNUNG VON BEHÄLTERBÖDEN UND STÜTZEN.

Von Dipl.-Ing. W. Clemens, Berlin-Friedenau.

Übersicht. „Wirken eines äußeren Momentes an der Bodenplatte eines Behälters und an einer Stütze. Berechnung der durch ein äußeres Moment hervorgerufenen Lagerkräfte eines mehrfach gelagerten Balkens. Formel für die Berechnung der Stützenmomente. Besprechung der Einflüsse eines äußeren Momentes, Lagerkräfte, Momente und Biegung, sowie der Einflußlinien, an Hand der Abbildungen der Tabelle. Zahlenbeispiel: Bodenplatte und Tragbalken eines Eisenbetonbehälters.

Gewisse Tragkörper, wie Bodenplatten von Behältern und exzentrisch belastete Stützen, werden außer von unmittelbar, senkrecht zu ihrer Achse (bei Behälterböden) bzw. längs dieser (bei Stützen) wirkenden äußeren Lastkräften auch von einem äußeren Biegungsmoment, d. h. einem Drehmoment beansprucht, welches, ausgeübt von einem durch eine äußere gleichlaufend zur Achse gerichtete und eine ebensolche innere Kraft (Abb. 1) bzw. von einem durch zwei äußere so gerichtete Kräfte (Abb. 4 u. 5) gebildeten Kräftepaar, nicht in einer senkrecht zur Körperachse liegenden Ebene, sondern in der Biegungsebene der erstgenannten Kräfte wirkt.

Bei Behältern (Abb. 1—4) entsteht dieses äußere Biegemoment aus dem Wirken der wagerecht gegen die Seitenwände gerichteten Druckkräfte P des Behälterinhalts. Sie übertragen durch Vermittelung der Wände einen axialen Zug in die Bodenplatte und rufen in ihr innere Gegenkräfte P hervor Diese bilden mit den sie erzeugenden Kräften P zwei Kräftepaare, die gegeneinander wirkend den Behälterboden nach oben zu biegen suchen (Abb. 1 b—4 b).

Abb. 1a. Abb. 2a. Abb. 3a. Abb. 4a.

Abb. 1b. Abb. 2b. Abb. 3b. Abb. 4b.

Abb. 2c. Abb. 3c. Abb. 4c.

Abb. 4d.

Während in dem Fall der Abb. 1 die Biegungswirkung ohne einem anderen Widerstand als dem der inneren Biegungsspannungen zu begegnen, sich in der angestrebten Weise über die ganze Länge des Tragkörpers ausdehnt, findet sie in den Fällen der Abb. 2 bis 4 an den Zwischenlagern C bzw. C und D Hindernisse, indem sie in ihnen ihr entgegen, d. h. nach unten gerichtete Lagerkräfte (Abb. 2c bis 4c) erzeugt, die erstens die freie Entwicklung der beabsichtigten Krümmung der Platte verhindern, dieser vielmehr in ihrem mittleren Teil eine entgegengerichtete Krümmung verleihen, so mithin Art und Größe

der inneren Biegungsmomente der Platte beeinflussen und ferner auf die Endlager A und B rückwirken und in ihnen Kräfte erzeugen durch die sie selbst ausgeglichen werden, wobei sie mit ihnen äußere Kräftepaare bilden, die mit den Ursprungskräftepaaren (P—P) im Widerspiel stehen, unter dessen Einfluß die vorerwähnte Krümmung der Platte zustande kommt.

In dem Fall der Abb. 4 kehrt die im Mittellager E in Richtung nach oben hervorgerufene Kraft die im Mittelteil der Platte angestrebte Krümmung (Abb. 4 c) wieder um (Abb. 4 d) und beeinflußt Biegungsmomente und Lagerdrücke.

Die Wirkung des Behälterinhalts auf die Bodenplatte ist demnach eine zweifache. Die Platte erfährt eine Beanspruchung unmittelbar durch das lotrecht wirkende Gewicht des Inhalts und mittelbar durch seinen Seitendruck auf die Wände.

Auch sind bei Vorhandensein von mehr als zwei Lagern zwei ihrer Entstehungsweise nach verschiedene Arten von Lagerkräften, eine aus der Nutzlast unmittelbar und eine mittelbar, auf dem Umweg über ein von der Nutzlast hervorgerufenes Kräftepaar oder äußeres Moment entstehende Art — Hauptlagerkräfte und Zusatzlagerkräfte — zu unterscheiden, von denen die erste Art gleichlaufend, die zweite senkrecht zu den sie erzeugenden Kräften gerichtet ist.

Während die Hauptlagerkräfte in allen Lagern nach oben weisen, sind die Richtungen der Zusatzlagerkräfte verschieden, (Abb. c und d), so daß diese in den einen Lagern die ersteren vergrößern, in anderen verringern, was, wenn die Zusatzkräfte bei der Ausbildung der Lager nicht berücksichtigt werden, im ersten Fall eine Überbeanspruchung, im zweiten eine Vergeudung der Baustoffe zur Folge hat (s. Berechnungsbeispiel).

Ebenso erhalten die durch die lotrechte Belastung in der Platte hervorgerufenen Hauptbiegungsspannungen durch den Einfluß des Wanddrucks — neben Zusatzlängsspannungen — Zusatzbiegungsspannungen, welche auf die ersteren teils vergrößernd (Abb. 3, Feld CD), teils verkleinernd (Abb. 1. Feld; Abb. 2. Lager C und Felder; Abb. 3 Felder AC und DB, Lager C und D) wirken, so daß ihre Nichtbeachtung zu einer falschen Ausbildung der Platte führt.

Ähnliches geschieht an einer exzentrisch, z. B. durch eine Konsollast belasteten Stütze (Abb. 5 und 6), wo die Konsollast mit der durch sie erzeugten axial wirkenden Fußlagerkraft, also einer äußeren Kraft, ein Kräftepaar bildet, das in den Lagern durch sein Drehbestreben senkrecht zum Schaft gerichtete Kräfte auslöst und im Verein mit diesen, die unter sich Kräftepaare bilden, den Schaft in mehrfacher, verschiedener Weise krümmt. Von diesen senkrecht zum Schaft gerichteten Lagerkräften findet nur die im Fußlager erzeugte eine unmittelbar durch die Konsollast hervorgerufene Lagerkraft vor, die, hier axial wirkend, mit der ersteren einen rechten Winkel bildet.

Abb. 5a. Abb. 5b.

Abb. 6a. Abb. 6b.

Die Biegung vergrößert hier die Knickspannungen, während die senkrecht zum Schaft gerichteten Lagerkräfte durch die Ausbildung der Fußverankerung und die Abmessung der in den übrigen Lagerpunkten etwa angreifenden Abschwertungen ihre Berücksichtigung zu finden hätten.

Ein Vergleich beider Tragkörper zeigt, daß die Wanddrücke des Behälters und die Konsollast der Stütze in ihrer Wirkung einander entsprechen. Jede Wirkung ist die eines äußeren Momentes. Ein Verfahren zur Ermittlung dieser Wirkung hat für beide Fälle Geltung, wenn beachtet wird, daß die Inanspruchnahme des Behälterbodens verglichen mit der der Stütze eine spiegelbildartig doppelte ist.

Das Wesentliche dieser Ermittlung besteht in der Errechnung der durch das äußere Moment hervorgerufenen senkrecht zur Körperachse wirkenden Lagerkräfte.

An einem wagerechten, 4fach gelagerten Tragkörper soll die Ermittlung dieser Lagerkräfte gezeigt werden (Abb. 7). Es greife an beliebiger Stelle eine Konsolkraft an. Ein fester Punkt an einem Ende des Tragkörpers, in dem die ihren Ausgleich herbeiführende axiale Lagergegenkraft hervorgerufen wird, sei vorhanden. Die durch beide im Körper erzeugte Längskraft bleibe außer Betracht. Das die senkrecht zur Achse gerichteten Lagerkräfte erzeugende Drehbestreben dieser beiden ein Kräftepaar bildenden Kräfte werde durch ein an der Angriffstelle der Konsolkraft angebrachtes äußeres Moment M veranschaulicht.

Abb. 7.

Greifen mehr als eine Konsolkraft an, wie eben bei einem Behälterboden, wo zwei vorhanden sind, dann ist die Wirkung jeder von ihnen einzeln zu ermitteln, und sind ihre Wirkungen algebraisch zu addieren.

Bestimmung der Lagerkräfte.
Nach Clapeyron.

Die allgemeine Clapeyronsche Dreimomentengleichung hat die Form:

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = - 6 \left(\frac{L_0}{l_1} + \frac{R_2}{l_2}\right),$$

worin L_0 das auf die linke Stütze bezogene statische Moment der Momentenfläche des als Balken auf zwei freien Endstützen aufgefaßten linken Balkenfeldes zweier benachbarter Felder, R_0 das auf die rechte Stütze bezogene entsprechende Moment des rechten Feldes bedeutet.

Abb. 8 a.

Abb. 8 b.

Bei Anwendung dieser Gleichung auf die beiden Felder AC und CD ist (Abb. 8 a u. b und Tabelle 2. Fall):

$$L_0 = + \frac{M}{l_1} a \frac{a}{2} \cdot \frac{2}{3} a - \frac{M}{l_1} (l_1 - a) \frac{l_1 - a}{2} \left[a + \frac{1}{3} (l_1 - a)\right]$$

$$= - \frac{M}{6} (l_1^2 - 3 a^2)$$

$$R_2 = 0$$

Hiermit:

$$M_A l_1 + 2 M_C (l_1 + l_2) + M_D l_2 = - 6 \left(- \frac{M}{6 l_1}\right)(l_1^2 - 3 a^2)$$

$$\text{(I)} \quad 2 M_C (l_1 + l_2) + M_D l_2 = \frac{M}{l_1} (l_1^2 - 3 a^2)$$

Bei Anwendung der Dreimomentengleichung auf die Felder CD und DB ist:

$$L_0 = 0$$

$$R_0 = 0$$

(II) Mithin: $$M_C l_2 + 2 M_D (l_2 + l_3) = 0$$

Aus den beiden Gleichungen I und II ergibt sich:

$$M_C = M \cdot \frac{2 (l_2 + l_3)(l_1^2 - 3 a^2)}{l_1 [4 (l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

$$M_D = - M \cdot \frac{l_2 (l_1^2 - 3 a^2)}{l_1 [4 (l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

Bemerkung: Aus diesen Gleichungen geht hervor, daß jedes der beiden Stützenmomente M_C und M_D zu Null wird, wenn $(l_1^2 - 3a^2) = 0$, d. h. $L_0 = 0$ wird. Das geschieht, wenn $a = \frac{l_1}{\sqrt{3}} = \backsim 0{,}577\, l_1$ wird (vgl. Bemerkungen zur Tafel).

Mit den für die Stützenmomente gefundenen Werten ergeben sich nach der allgemeinen Formel:

$$T_1 = \mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_1 + \frac{M_0}{l_1} - M_1\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right) + \frac{M_2}{l_2},$$

worin T_1 den Lagerdruck einer beliebigen Stütze, $\mathfrak{B}_1$ und $\mathfrak{A}_1$ den an dieser Stütze wirkenden Teillagerdruck des linken bzw. rechten, als Balken auf zwei freien Endstützen aufgefaßten Feldes (Abb. 8a) bedeuten, die Lagerkräfte:

$$A = 0 + \frac{M}{l_1} + 0 - 0 + \frac{M_C}{l_1} = \frac{1}{l_1}(M + M_C)$$

$$C = -\frac{M}{l_1} + 0 + 0 - M_C\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right) + \frac{M_D}{l_2}$$

$$= -\frac{M}{l_1} - M_C\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right) + \frac{M_D}{l_2}$$

$$D = 0 + 0 + \frac{M_C}{l_2} - M_D\left(\frac{1}{l_2} + \frac{1}{l_3}\right) + 0 = \frac{M_C}{l_2} - M_D\left(\frac{1}{l_2} + \frac{1}{l_3}\right)$$

$$B = 0 + 0 + \frac{M_D}{l_3} - 0 + 0 = \frac{M_D}{l_3}$$

Nach Einsetzung der Werte für M_C und M_D und Ausführung der Zwischenrechnung ergibt sich:

$$A = M \cdot \frac{l_1(6\,l_1 l_2 + 6\,l_{13} + 4\,l_2 l_3 + 3\,l_2^2) - 6\,a^2(l_2 + l_3)}{l_1^2\,[4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

$$C = -M \cdot \frac{l_1(3\,l_1^2 l_2 + 2\,l_1^2 l_3 + 6\,l_1 l_2 l_3 + 6\,l_1 l_2^2 + 4\,l_2^2 l_3 + 3\,l_2^3) - 3\,a^2(3\,l_1 l_2 + 2\,l_1 l_3 + 2\,l_2 l_3 + 2\,l_2^2)}{l_1^2\,l_2\,[4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

$$D = M \cdot \frac{(l_2 + l_3)(l_2 + 2\,l_3)(l_1^2 - 3\,a^2)}{l_1 l_2 l_3\,[4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

$$B = -M \cdot \frac{l_2(l_1^2 - 3\,a^2)}{l_1 l_3\,[4(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - l_2^2]}$$

Für den Sonderfall gleicher Feldweiten $(l_1 = l_2 = l_3 = l)$ ergeben sich die Werte:

$$A = M \cdot \frac{19\,l^2 - 12\,a^2}{15\,l^3}; \qquad D = M \cdot \frac{6\,l^2 - 18\,a^2}{15\,l^3}$$

$$C = -M \cdot \frac{24\,l^2 - 27\,a^2}{15\,l^3}; \qquad B = -M \cdot \frac{l^2 - 3\,a^2}{15\,l^3}$$

Für den Sonderfall, daß bei gleichen Feldweiten das Moment M über A angreift $(a = 0)$, Abb. 9, ergibt sich:

Abb. 9.

$$A = \frac{19}{15} \cdot \frac{M}{l}; \qquad D = \frac{6}{15} \cdot \frac{M}{l}$$

$$C = -\frac{24}{15} \cdot \frac{M}{l}; \qquad B = -\frac{1}{15} \cdot \frac{M}{l}$$

Mit diesen Werten: $\sum V = 0$.

Endlich für den Sonderfall, daß bei gleichen Feldweiten das Moment M über C angreift $(a = l)$, ergibt sich:

$$A = \frac{7}{15} \cdot \frac{M}{l}; \qquad D = -\frac{12}{15} \cdot \frac{M}{l}$$

$$C = \frac{3}{15} \cdot \frac{M}{l}; \qquad B = \frac{2}{15} \cdot \frac{M}{l}$$

Wieder: $\sum V = 0$.

Sind, wie in jedem praktischen Fall, alle Längen zahlenmäßig gegeben, so ist es zweckmäßig, die Rechnung von Anfang an mit diesen Zahlen durchzuführen.

In entsprechender Weise wie vor lassen sich die Lagerkräfte in dem Fall, daß das Moment M in einem anderen Feld angreift, berechnen.

Unmittelbare Berechnung der Lagerkräfte des in Abb. 9 dargestellten Sonderfalles:

Allgemeine Clapeyronsche Dreimomentengleichung:

$$M_0 l_1 + 2\,M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6\left(\frac{L_0}{l_1} + \frac{R_2}{l_2}\right)$$

Für die Anwendung dieser Gleichung ist zu beachten, daß:

$$M_A = 0.$$

Wenn auch über dem Lager A das äußere Moment M angreift und an dieser Stelle im Balken ein inneres Moment (oben Zug, unten Druck) erzeugt, so ist dies letztere doch nicht gleichbedeutend mit einem infolge Durchlaufs des Balkens auftretenden „Clapeyronschen" Stützenmoment. Ein solches wäre vorhanden, wenn der Balken über A hinaus eine belastete Verlängerung hätte. In dem vorliegenden Fall aber ist in dem End-, dem Stirnquerschnitt des Balkens, ebenso wie über der freien Endstütze eines von lotrechten Kräften belasteten Balkens, kein Moment vorhanden. Auch hier laufen am Balkenende die inneren, oberhalb und unterhalb der Nullschicht auftretenden Spannungen zu Null aus. Wird das Moment M durch einen an der Stirn des Balkens (oder des Plattenkörpers) mit diesem fest verbundenen lotrechten, stab- oder plattenförmigen Körper ausgeübt, so treten an der Außenseite dieses Körpers innerhalb der von den erweitert gedachten Umgrenzungsflächen des Balkens (oder der Platte) umschlossenen (Stirn-)Fläche keine Biegungsspannungen auf. Der Fall darf so gedacht werden, als griffe das Moment M dicht rechts von dem Lagerpunkt A des Balkens an.

Ferner ist:

$M_B = 0$ und $l_1 = l_2 = l_3 = l$.

Abb. 10a.

Abb. 10b.

Bei Anwendung der Gleichung auf die beiden linken Felder wird nach Abb. 10a u. b:

$$L_0 = -M\frac{l}{2} \cdot \frac{l}{3} = -\frac{M\,l^2}{6}$$

$$R_2 = 0.$$

Mit diesen Werten lautet die Gleichung:

$$0 + 2\,M_C \cdot 2\,l + M_D\,l = -6\left[\frac{1}{l}\left(-\frac{M\,l^2}{6}\right) + 0\right] = +M\,l$$

(I) $$4\,M_C + M_D = M$$

Für die beiden rechten Felder wird:

$$L_0 = 0; \qquad R_2 = 0.$$

Mithin:

$$M_C\,l + 2\,M_D \cdot 2\,l + 0 = 0;$$

(II) $$M_C + 4\,M_D = 0$$

Aus I und II errechnet sich:

$$M_C = +\frac{4}{15}M; \qquad M_D = -\frac{1}{15}M.$$

Diese Werte gehen auch aus den für M_C und M_D oben abgeleiteten allgemeinen Ausdrücken hervor, wenn darin $l_1 = l_2 = l_3 = l$ und $a = 0$ gesetzt wird.

Lagerkräfte:

Allgemeine Gleichung:

$$T_1 = \mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_1 + \frac{M_0}{l_1} - M_1\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right) + \frac{M_2}{l_2}$$

Abb. 11a.

Abb. 11b.

Abb. 11c.

Für Lagerkraft A ist:

$$\mathfrak{B}_1 = 0;\quad M_0 = 0;\quad l_1 = l_2 = l;\quad \mathfrak{A}_1 = +\frac{M}{l}\ \text{(Abb. 10)}$$

$$M_1 = M_A = 0;\quad M_2 = M_C = +\frac{4}{15} M$$

Mit diesen Werten:

$$A = +\frac{M}{l} + \frac{4}{15}\cdot\frac{M}{l} = +\frac{19}{15}\cdot\frac{M}{l}$$

Für Lagerkraft C ist:

$$\mathfrak{B}_1 = -\frac{M}{l}\ \text{(Abb. 10a)};\quad A_1 = 0$$

$$M_0 = M_A = 0;\quad M_1 = M_C = +\frac{4}{15} M;\quad M_2 = M_D = -\frac{1}{15} M$$

Hiermit:

$$C = -\frac{M}{l} - \frac{4}{15} M\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{l}\right) + \left(-\frac{1}{15} M \frac{1}{l}\right) = -\frac{24}{15}\cdot\frac{M}{l}$$

In derselben Weise ergibt sich:

$$D = +\frac{6}{15}\cdot\frac{M}{l};\qquad B = -\frac{1}{15}\cdot\frac{M}{l}$$

Diese Ergebnisse sind in Abb. 11 zusammengestellt. Daz sind Querkraft- und Momentenfläche gezeichnet.

(Fortsetzung folgt.)

ZUR KNICKBERECHNUNG GEGLIEDERTER DRUCKSTÄBE.

Von Dr.-Ing. Rudolf Mayer, Privatdozent an der Technischen Hochschule zu Karlsruhe.

In Heft 10 dieser Zeitschrift gibt Dr. Berrer[1]) eine einfache Formel zur Berechnung der Knickspannung gegliederter Druckstäbe und regt zugleich deren Einführung in die Normen bezw. neue amtliche Bestimmungen an. Die von Dr. B. mitgeteilte Formel:

$$(1)\qquad \sigma_k = \frac{1}{\alpha}\left(\alpha - \beta\frac{l}{i}\right)\left(\alpha - \beta\frac{c}{i_g}\right)$$

worin $\alpha = 3{,}1$ t/cm², $\beta = 0{,}0114$ t/cm² die Konstanten der Tetmajergleichung $\sigma_k = \alpha - \beta\frac{l}{i}$, $l : i$ die Schlankheit des Gesamtstabes, $c : i_g$ die seiner Gurtungen für die Feldweite c bedeuten, ist keineswegs neu; sie findet sich in dieser Form und in derselben Weise begründet schon in einem von F. Engesser[2]) 1909 veröffentlichten Aufsatz und ist übrigens, wie Engesser dort zeigt, mit der bekannten Formel Krohns völlig identisch. Schreibt man nämlich in Gl. (1):

$$\frac{1}{\alpha}\left(\alpha - \beta\frac{l}{i}\right) = 1 - \frac{\beta}{\alpha}\cdot\frac{l}{i}$$

und ersetzt i für den Gliederstab durch seinen Näherungswert h/2, wo h der Abstand der Gurtschwerachsen, so wird für Flußeisen:

$$\frac{1}{\alpha}\left(\alpha - \beta\frac{l}{i}\right) = 1 - \frac{0{,}0114}{3{,}1}\cdot\frac{2\,l}{h} = \frac{3{,}1\,h - 0{,}0228\,l}{3{,}1\,h} = \frac{136\,h - l}{136\,h}$$

und Gl. (1) geht über in

$$(2)\qquad \sigma_k = \frac{136\,h - l}{136\,h}\left(\alpha - \beta\frac{c}{i_g}\right)$$

d. i. die Krohnsche Formel.

Würde man nun etwa nach Dr. B.s Vorschlag Gl. (1 zur Norm erheben, so verfiele man offenbar in einen de alten preußischen Bestimmungen entgegengesetzten Fehler insofern man dann die Allgemeingültigkeit der Gl. (1 zugrundeliegenden Tetmajerformel vorschriebe, obschon Ausführungen von Gliederstäben vorkommen, deren Knickspannungen noch im elastischen Bereich liegen, wie dies z. B. bei der kritischen Strebe des 1909 eingestürzten Hamburger Großgasbehälters[3]) der Fall war (Stäbe Nr. 3 und 4 in der von Dr. B. mitgeteilten Tabelle). Damit würde man aber im elastischen Bereich zu einer Überschätzung der Knicksicherheit gelangen, wie aus Abb. 1 hervorgeht (schraffierte Fläche). Eine Erörterung der Voraussetzungen, unter welchen Gl. (1) anwendbar ist, erscheint deshalb geboten.

Abb. 1.

Da nach Gl. (1) die Knickspannung σ_k nur eine Funktion der Materialkonstanten α und β sowie der Schlankheiten $l : i$ und $c : i_g$ ist, übrigens aber von der Art der Anordnung und der Querschnittsbemessung des Querverbandes überhaupt nicht abhängt, so kennzeichnet sich diese Gleichung zunächst nur als eine Abschätzungsformel. Als solche faßte sie auch Engesser auf.

[1]) Berrer, Knickberechnung gegliederter Flußeisenstäbe, Bauing. 1925, S. 387.

[2]) F. Engesser, Über die Knickfestigkeit von Rahmenstäben, Zentralblatt der Bauverw. 1909, S. 138. Vgl. hierzu auch R. Mayer, Zeitschr. des österreich. Ing.- u. Arch.-Vereins 1914, Nr. 13, und „Die Knickfestigkeit", Berlin 1920, § 55.

[3]) Für die Versuchsstäbe war im Mittel $\sigma_k = 1{,}76$ t/cm²; $\sigma_p = 2{,}68$ t/cm². Die „Knickfestigkeit", S. 400.

Die Anordnung eines ausreichenden Querverbandes ist daher, soll nicht der Gliederstab schon unterhalb seiner Knickgrenze infolge zu schwachen Querverbandes versagen, eine unerläßliche Voraussetzung der Rechnung nach Gl. (1). Wird der Querverband nach der von Krohn gegebenen Formel $Q_{max} = F_g/14$ (Q_{max} int, F_g Querschnitt einer Gurtung in cm²) oder nach der Formel Engessers $Q_{max} = \frac{\pi h}{l}(k - \sigma_k) F_g$, wo k die Materialfestigkeit ist, für Q_{max} als größte beim Ausknicken des Gliederstabes zu erwartende Querkraft so bemessen, daß er und seine Anschlüsse einfache Sicherheit haben, so ist diese erste Voraussetzung erfüllt[4]).

Die zweite und nicht minder wesentliche Voraussetzung für die Anwendbarkeit der Gl. (1) ist die, daß die aus ihr berechnete Knickspannung σ_k größer ist als die Proportionalitätsgrenze σ_p des Materials, denn nur dann trifft für den Stab die Tetmajerformel zu. Die Schlankheit $c : i_g$ der Einzelgurte wird immer so klein sein (nach den neuen Bestimmungen soll sie höchstens gleich 30 werden), daß die zugehörige Abminderung nach Tetmajer zu rechnen ist. Dagegen kann $l : i$ für den Gesamtstab so groß sein, zumal ja dieser eigentlich mit einer Knicklänge l_0 gerechnet werden müßte, welche seiner Gliederung wegen größer als die Stablänge l ist, daß die Eulerformel für seine Abminderung maßgebend wird. In diesem Falle ist dann in Gl. (1) an Stelle von $\alpha - \beta \frac{l}{i}$ der Wert $\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2}$ einzuführen, und man erhält:

$$(3) \qquad \sigma_k = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \left(\alpha - \beta \frac{c}{i_g}\right)$$

Die Anwendung von Gl. (3) auf die am stärksten von der Rechnung abweichenden Versuchsstäbe Nr. 3 und 4 der von Dr. B. mitgeteilten Tabelle (die Stäbe 7 bis 9 konnte ich nicht nachprüfen, da mir die Materialkonstanten der Versuchsstücke nicht zur Verfügung stehen) liefert folgendes Ergebnis:

Stab Nr.	E (t/cm²)	σ_p (t/cm²)	λ_p	σ_k Gl. (3)	σ_{kv} (t/cm²)	λ_v
3	2027	2,68	86,3	1,830	1,770	104,5
4	2015	2,08	97,5	2,070	2,090	98,3

Hierin ist σ_{kv} die durch Versuch festgestellte Knickspannung, $\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_p}}$ die Grenzschlankheit, für welche $\sigma_k = \sigma_p$ wird, und $\lambda_v = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_k}}$ die Schlankheit des dem Gliederstab hinsichtlich seiner Knickspannung σ_k äquivalenten Vollwandstabes.

Wie ersichtlich, wird für diese Stäbe die Übereinstimmung von σ_{kv} mit der nach Gl. (3) berechneten Knickspannung σ_k sehr befriedigend. Die von Dr. B. bemerkte Abweichung der Gl. (1) von diesen Versuchen beruht somit auf der unzulässigen Ausdehnung des Geltungsbereiches der Tetmajerformel, nicht aber auf „unrichtiger Dimensionierung" infolge zu geringer Spreizung der Gurtungen; letztere hat nur zur Folge, daß die Knicklast für die „freie Achse" unter diejenige für die „Materialachse" sinkt.

In meinem Buche „Die Knickfestigkeit"[5]) habe ich auf 50 Versuche (24 europäische und 26 amerikanische) die Gl. (1) bzw. Gl. (3) angewandt und sie gut bestätigt gefunden; sie lieferten auch brauchbare Näherungswerte für Stäbe von mehr als zwei Gurtungen nach Abb. 2, wenn man für diese die Knickspannung nach den erweiterten Gleichungen:

Abb. 2.

$$(1a) \qquad \sigma_k = \frac{1}{\alpha^2} \left(\alpha - \beta \frac{l}{i}\right) \left(\alpha - \beta \frac{c_1}{i_1}\right) \left(\alpha - \beta \frac{c}{i_g}\right)$$

bzw.

$$(3a) \qquad \sigma_k = \frac{1}{\alpha^2} \cdot \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \left(\alpha - \beta \frac{c_1}{i_1}\right) \left(\alpha - \beta \frac{c}{i_g}\right)$$

berechnet.

Die Anwendung dieser von Engesser angegebenen Näherungsformeln Gl. (1) und Gl. (3) ist daher unbedenklich, wenn:

1. der Querverband genügend bemessen wird und
2. die Knickspannung nach Gl. (1) bezw. Gl. (3) berechnet wird, je nachdem, ob $\sigma_k > \sigma_p$ oder $\sigma_k < \sigma_p$ wird.

Ob unter Beachtung dieser notwendigen Voraussetzungen der Rechnungsgang noch wesentlich einfacher ist als der nach den die Steifigkeit der Querverbindungen berücksichtigenden Methoden Engessers oder Müller-Breslaus, bleibe dahingestellt. Erhebt man das Annäherungsverfahren zur Norm, so sollte aber jedenfalls eine Angabe über die notwendigen Voraussetzungen des Verfahrens in dieser Norm nicht fehlen, selbst wenn hierdurch die an sich vernünftige Forderung nach möglichster Einfachheit der Berechnungsvorschrift beeinträchtigt wird. Einfacher als das von dieser Vorschrift zu erfassende Problem kann eben auch die Vorschrift selbst nicht sein, und so wenig es etwas für die Güte einer chirurgischen Operation besagt, wenn sie auch ohne besonders sachkundige Handhabung noch gelingen kann, ebensowenig vermögen noch so einfache und klare Bestimmungen in der Bautechnik die Folgen ihrer unsachgemäßen Anwendung abzuwenden. Zur Beschränkung der letzteren aber sollten die vorstehenden Ausführungen beitragen.

[4]) Vgl. Die Knickfestigkeit S. 349 und 372.
[5]) Die Knickfestigkeit, §§ 58—64.

AUSFÜHRUNG EINER EINGELENKBOGENBRÜCKE IN EISENBETON MIT REDUZIERTEM HORIZONTALSCHUB.

Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, Ingenieur der Dyckerhoff & Widmann Aktienges., Niederlassung Chemnitz.

Übersicht. Beschreibung der Konstruktion und Ausführung einer im Jahre 1924 gebauten Mittelgelenkbogenbrücke, deren Horizontalschub durch Ausrüsten vor Herstellung des Scheitelgelenkes reduziert wurde.

Der Bau einer Brücke über den Chemnitzfluß stellte den bauleitenden Architekten, Herrn Erich Basarke-Chemnitz und die ausführende Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Chemnitz, vor eine interessante Aufgabe. Die Brücke sollte die Zufahrt von einer auf dem rechten Chemnitzufer entlang führenden Straße zu einem auf dem linken Ufer liegenden Fabrikgrundstück vermitteln. Der Untergrund bestand aus Rotliegendem, welches in Höhe der Flußsohle von einer rd. 15 cm starken Kiesschicht durchzogen wurde. Das Rotliegende ist dort im ursprünglichen Zustande fest gelagert; unter Wasserzutritt angeschnitten, weicht es jedoch an der Oberfläche auf und wird plastisch. Auf Grund dieser Kenntnis der Bodenverhältnisse und unter Beachtung des frei zu haltenden Hochwasserprofils plante man daher zunächst, die Brücke als Balken-

brücke mit zwischen den Hauptträgern liegender Fahrbahn auszuführen. In letzter Stunde, nachdem mit den Ausschachtungsarbeiten bereits begonnen war, veranlaßten jedoch ästhetische Bedenken eine vollständige Änderung des Entwurfes. Man gab einer Bogenbrücke den Vorzug, welche sich am besten

Abb. 1. Ansicht der Brücke.

in das Stadtbild einfügte. Die Forderung, den H.W.-Querschnitt nur wenig zu verbauen, verlangte eine hohe Lage der Kämpfer, während das maximale Längsgefälle mit 1:10 die höchste Scheitellage bestimmte.

Unter Beachtung der vorstehend kurz skizzierten Verhältnisse entstand der ausgeführte Entwurf, welchen Abb. 1 im Lichtbild und Abb. 2 in der Konstruktionszeichnung darstellen.

Die Bogenleibung durchdringt die Widerlager in der H.W.-Ebene, so daß nur die Kämpfer in den H.H.W.-Querschnitt eintauchen und diesen nur um rd. 4 % verbauen. Die Fahrbahn liegt im Scheitel 0,97 m über der angrenzenden Straße. Das Pfeilerverhältnis der Systemlinie beträgt 1:15.

bildung der Widerlager, welche außerdem noch infolge Platzmangels möglichst klein zu bemessen waren. Hierzu trat die Forderung einer geringen Scheitelstärke. So entschied man sich auf Grund eingehender statischer Überlegungen und Vergleichsrechnungen dazu, als System einen symmetrischen

Abb. 3. Einflußlinien.

Abb. 2. Längs- und Querschnitt durch die Brücke.

Abb. 4. Lagen der Resultierenden der Bodenfuge.

Die Brücke trägt eine Fahrbahn von 2,30 m Breite zwischen den Bordsteinen und 2,70 m zwischen den Geländern. Als Belag wurde Holzpflaster gewählt. Ein leichtes eisernes Geländer läßt in Verbindung mit den Konsolen die schlanke Form des Bauwerkes besonders hervortreten. An den Enden wird die Brücke durch eiserne Tore verschlossen. Da die Brücke nicht dem öffentlichen Verkehr dient, wurde als Belastung ein 9 t Lastkraftwagen oder 300 kg/m² Menschenlast angenommen.

Die statische Durcharbeitung des Entwurfes führte zu einer eigenartigen Konstruktion, welche, soviel bekannt ist, hier zum ersten Male Anwendung fand. Die wirtschaftliche Lösung der gestellten Aufgabe erforderte eine einfache Aus-

Mittelgelenkbogen zu wählen. Der Horizontalschub dieses Systems konnte noch dadurch eine erhebliche Herabminderung erfahren, daß man sich entschloß, die Brücke mit offenem Scheitelgelenk auszurüsten. Das System der Brücke ist daher ein zusammengesetztes: Für die Eigengewichtslasten des Bogens wirkt die Brücke als Kragträgerpaar, für die übrige Belastung, wie Verkehr, Fahrbahnbelag und Abdeckung, Scheitelgelenk und Temperatur als Mittelgelenkbogen. Durch diese Maßnahmen gelang es, die Kosten für die Gründung wesentlich herabzudrücken.

Die statische Berechnung erfolgte in der üblichen Weise durch Ermittlung der Momente und Querkräfte für das mit dem

Eigengewichten belastete Kragträgerpaar, für den Mittelgelenkbogen nach der Elastizitätstheorie. Die Berechnung bietet nichts Bemerkenswertes und darf hier als bekannt vorausgesetzt werden. In der Abb. 3 sind die Einflußlinien einiger Kraftwirkungen zusammengestellt, welche einen Einblick in die Wirkungsweise des unbestimmten Systems geben.

Die stärksten Beanspruchungen ergaben sich in den Querschnitten 1 und 2 unter Annahme einer Temperaturerniedrigung von 15^0 C und gleichzeitiger ungünstigster Stellung des Lastkraftwagens. Man erhielt im Querschnitt 1 mit einem fe = 1,02 vH und fe' = 0,73 vH ein $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm², im Querschnitt 2 mit fe = 1,23 vH und fe' = 1,46 vH ein $\sigma_b = 39{,}5$ kg/cm² und $\sigma_e = 950$ kg/cm², während der Kämpferquerschnitt mit fe = 0,62 vH und fe' = 0,35 vH nur ein $\sigma_b = 28{,}5$ kg/cm² und $\sigma_e = 970$ kg/cm² aufwies. Die bei der Ausrüstung als Kragträger vorübergehend auftretenden Spannungen waren wesentlich geringer. Im Kämpferquerschnitt fand man $\sigma_b = 23$ kg/cm² und $\sigma_e = 730$ kg/cm², im Querschnitt 1 $\sigma_b = 25{,}5$ kg/cm² und $\sigma_e = 670$ kg/cm² und im Querschnitt 2 $\sigma_b = 24$ kg/cm² und $\sigma_e = 690$ kg/cm².

Die Konstruktion der Widerlagers erfolgte unter Berücksichtigung aller Belastungsmöglichkeiten und der Forderung, die Vorderseite mindestens 1,50 m unter Flußsohle herabzuführen. Ihre Gründung wurde auf einem biegungsfesten Pfahlrost von je 14 bewehrten „Straußpfählen“ vorgenommen, deren alleiniges Ausführungsrecht die Unternehmung besitzt. Die Widerlager bestehen aus den Bodenplatten, welche an der Rückseite 0,82 m und an der Vorderseite 1,82 m stark sind, und aus den aufgehenden Widerlagern. Beide sind durch eine genügende Zahl langer Eisen miteinander zug- und druckfest verbunden.

Abb. 5. Ansicht des Lehrgerüstes.

Die Berechnung der Gründung erfolgte unter der Annahme, daß allein die Pfähle tragen, obgleich durch eine außerordentlich sorgfältige Ausführung wohl erreicht wurde, daß auch die Sohlfläche eine gewisse Pressung aufnimmt. In der Abb. 4 ist die Lage der Resultierenden für die Grenzfälle der Belastung eingezeichnet, und zwar einmal unter der Annahme eines gewöhnlichen Wasserstandes, das andere Mal unter Annahme des Hochwasserstandes. Im Zustande des ausgerüsteten Kragträgerpaares entsteht die Resultierende Rg oder Rg_A, sie bewegt sich je nach der Höhe des Wasserstandes innerhalb der vorderen Pfahlgruppe. Hierbei entstehen in den Randpfählen je eine Beanspruchung von −17,9 t und + 1,8 t oder − 15,5 t und + 3,94 t.

Im Betriebszustand der Brücke entstehen infolge der ungünstigsten Belastung und Temperaturwirkung die Resultierenden R_I und R_{II}, welche bei Hochwasser in die Lagen R_{IA} und R_{IIA} übergehen.

Im Falle I entstehen Pfahldrücke von − 21,2 t und − 1,60 t, bei Hochwasser − 18,4 t und + 1,57 t. im Falle II − 20,6 t und + 1,60 t oder − 17,8 t und + 1,50 t je Pfahl. Vergleichsweise seien hier noch die Werte der Kantenpressung angegeben, welche ohne Pfahlgründung entstehen würden. Im Falle I beträgt die Bodenpressung: $\sigma_I = -2{,}53$ kg/cm² oder − 2,80 kg/cm², im Falle II: $\sigma_{II} = -2{,}47$ kg/cm² oder − 2,70 kg/cm². Für den Fall des ausgerüsteten Kragträgerpaares erhält man entsprechend $\sigma = 2{,}52$ kg/cm² und $\sigma_A = 3{,}03$ kg/cm².

Durch gewisse Maßnahmen wurde ein Aufweichen der Oberfläche der Aufstandsfuge verhindert, außerdem wurden die untersten Betonlagen in erdfeuchtem Zustande aufgestampft. Auf diese Weise wurde erreicht, daß sich ein endgültiger Spannungszustand in der Sohle bildet, welcher zwischen den vorstehend angegebenen Grenzwerten liegt, ungünstigstenfalls jedoch nur die Grenzwerte der Pfahlgründung erreicht.

Das Scheitelgelenk wurde als Eisenbetonfedergelenk mit gekreuzten Eisen ausgebildet. Der Betonquerschnitt ist 10 cm hoch und überträgt eine Horizontalkraft von insgesamt 91 t bei einer Flächenpressung von 37 kg/cm². Nimmt man an, daß nur die Eisen vertikale Kräfte übertragen, so werden diese mit 100 kg/cm² auf Abscheeren beansprucht, der Betonquerschnitt allein würde mit 1,3 kg/cm² auf Abscheeren belastet werden. Der gleiche maximale Horizontalschub von 91 t wird in der Gründung durch den biegungsfesten Pfahlrost, vor allem aber durch die lotrechten Rückenflächen der Widerlager aufgenommen, welche fest gegen den gewachsenen Boden betoniert sind. Sieht man von einer Mitwirkung der Pfähle ab, so beträgt die Pressung an den Stirnseiten der Widerlager rd 1 kg/cm².

Abb. 6. Blick auf die fertig verlegten Eisen der linken Gewölbehälfte.

Die Ausführung des Baues erfolgte im Sommer 1924. Unvorhergesehene Schwierigkeiten traten nicht ein, obwohl der Baubetrieb vorübergehend wegen Hochwasser eingestellt werden mußte. Beim Bohren der Pfähle stellte sich heraus, daß die ursprünglich vorgesehene Länge nicht überall erreicht werden konnte, weil das Rotliegende schließlich so fest gelagert war, daß das Bohrgerät nicht mehr vorwärts kam. Die größte hergestellte Pfahllänge betrug 5 m. Nach Fertigstellung der Pfähle wurde sofort die Sohle im Mischungsverhältnis 1:8 eingebracht. Das Lehrgerüst wurde auf Eisenbetonschwellen gestellt, in der Mitte mußte eine Öffnung für größere Schwimmstoffe vorgesehen werden. Abb. 5 zeigt das fertigaufgestellte Lehrgerüst, auf welchem bereits die Bogenschalung aufgestellt ist. Für die Absenkung wurden Keile unmittelbar unter den Querschwellen, welche die Kranzhölzer tragen, angeordnet. Auf diese Weise wurde die Absenkvorrichtung frei vom Wasser gehalten, die etwas erschwerte Bedienung mußte dafür in Kauf genommen werden.

Nach Aufstellung des Lehrgerüstes und der Schalung wurden die Eisen verlegt, welche ohne Stoß, zum Teil von der Sohle

bis zum Scheitel durchlaufen. Einen Blick auf die fertig verlegten Eisen der linken Gewölbehälfte vom Scheitel aus zeigt die Abb. 6. Man erkennt deutlich die langen durchlaufenden Eisen, an der Seite erblickt man die Bewehrung der Randträger, welche gleichzeitig die Schrammborde bilden. Das Lichtbild ist kurz vor Beginn der Betonierungsarbeiten gemacht worden und zeigt ferner das bereits eingebaute Transportgerüst für den Betonkipper. Das Betonieren des Bogens erfolgte in einem Zuge. Das Mischungsverhältnis wurde 1 : 3 : 3 gewählt; die angefertigten Probekörper ergaben nach 7 Tagen eine mittlere Würfelfestigkeit von 183/qcm.

Nach einer Abbindezeit von 27 Tagen erfolgte die Ausrüstung der Kragträger. Das Absenken geschah auf folgende Weise: Vom Scheitel nach den Kämpfern zu wurden die Keile reihenweise gelockert und jedesmal sofort wieder mit einem leichten Schlage angesetzt. Nach dem dritten Durchgang waren die Kragarme frei. Die Durchbiegung wurde mit einem Biegungsmesser System „Michaelis" in der Mitte gemessen und betrug vier Stunden nach Beendigung des Ausrüstens 12,7 mm gegenüber einem errechneten max. Werte von 25 mm. Die Abweichung des tatsächlichen von dem rechnerischen Betrage ist zum Teil so zu erklären, daß das Wetter während der Abbindezeit sehr trocken war, das Gerüst daher austrocknete und die Brücke, wie fast überall beobachtet, sich zu einem gewissen Teile selbst ausrüstete. Dann aber wurde bei der rechnerischen Ermittlung der Einfluß der versteifenden Randträger nicht berücksichtigt, da auf diesen nicht mit voller Sicherheit zu rechnen war. Unter Einwirkung der dem Lehrgerüst erteilten Überhöhung erhöhte sich die Scheitellage um 2,5 cm gegen die beabsichtigte Höhenlage. Sodann wurde die Bewehrung der Gelenke verlegt und die Gelenksteine unter Verwendung von Dyckerhoff-Doppelzement im Mischungsverhältnis 1 : 1½ : 1½ hergestellt.

Nach 5 Tagen wurde die letzte Schalung und Rüstung entfernt, die Isolierung aufgebracht und das Holzpflaster verlegt.

Die Ansichtsflächen wurden steinmetzmäßig bearbeitet, sie lassen den Werkstoff gut zur Geltung kommen. Ein einfaches hellfarbiges Eisengeländer schließt die Brückenbahn an den Seiten ab.

Die Brücke ist seit einem Jahre dem Verkehr übergeben und hat sich bisher bestens bewährt. Irgendwelche Mängel wurden nicht festgestellt.

ZUR THEORIE STEIF BEWEHRTER GEWÖLBE.

Ergänzungen zur teilweisen Anhängung des Wölbegewichtes und Ermittlung der günstigsten Bogenform.

Von Privatdozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag.

Die teilweise Anhängung des Wölbgewichtes an die steifen Eisenbögen muß als die wirtschaftlichste und die theoretisch richtigste Lösung der Lastverteilung bei Melan-Bögen angesprochen werden, gegenüber der die volle Anhängung nur in den seltensten Fällen als günstiger in Betracht kommen wird. Abgesehen von dem ziemlich bedeutenden Mehraufwand an Eisen soll hier auf eine immerhin bedenkliche Erscheinung, die bei voller Anhängung nicht zu vermeiden ist, hingewiesen werden: es ist erstrebenswert, die Zugspannungen in einem Gewölbe mit Rücksicht auf die Baustoffeigenschaften möglichst niedrig zu halten; dies gilt zwar in der Hauptsache für Stampfbetongewölbe, aber steif bewehrte Gewölbe mit ihrer örtlich zusammengedrängten Eisenfläche sind in dieser Beziehung nicht viel anders zu beurteilen. Nur Monier-Gewölbe sind durch die gleichmäßige Verteilung der Eisenfläche eher zur Aufnahme von Zugspannungen geeignet. Die Zugspannungen im Bogen ergeben sich nun um so niedriger, je größer die ständige Last gegenüber der Verkehrsbelastung ist; dieses Verhältnis ist zwar bei Massivkonstruktionen sehr günstig, der Entfall des gesamten Gewölbegewichtes ändert dasselbe jedoch sehr wesentlich. Bei der Brücke über die Grande Eau bei Les Planches[1]), die von Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Melan selbst projektiert ist und bei der die volle Anhängung des Wölbgewichtes nicht zu vermeiden war, zeigt sich für einen Querschnitt in der Nähe des Bogenviertels infolge ständiger Last (hier nur Fahrbahngewicht) eine Betonspannung von 7,1 kg/cm² am oberen Rand, während sich für die ungünstigste Belastung mit Nutzlast allein eine Spannung von — 42,1 kg/cm² Zug am oberen und 49,2 kg/cm² Druck am unteren Rand ergab, allerdings bei Annahme von $E_{bz} = E_{bd}$ (Berechnungsnorm I). Das Gewölbe stellt also, verursacht durch die volle Anhängung, keine ausschließliche Druckkonstruktion mehr vor, sondern ist bereits überwiegend auf Biegung beansprucht. In diesem Falle ist die Stützlinie des Eisenbetonbogens sehr leicht beweglich, d. h. ungünstige Laststellungen der Nutzlast erzeugen große Ausweichungen der Stützlinie, die dann leicht über die mittleren Drittelpunkte des Querschnittes hinausgehen. Demgegenüber beläßt die teilweise Anhängung einen beliebigen Teil des Wölbgewichtes beim Eisenbetonbogen, der bei richtig ermittelter Bogenachse hauptsächlich Druckspannungen erzeugt, die die Biegungszugspannungen zum Verschwinden bringen. Der angehängte Teil des Wölbgewichtes gibt dann die Möglichkeit, die Eisenspannungen voll auszunutzen und dadurch den Baustoffverbrauch für die Wölbung zu vermindern.

Die Art der Durchführung der teilweisen Anhängung, wie diese hier angegeben ist, eignet sich wohl in der Hauptsache für flache und mittlere Gewölbe, während bei steilen Gewölben die notwendigen, hohen Gerüstpfeiler zu nachgiebig werden, um sich gemeinsam mit dem Eisenbogen wesentlich an der Aufnahme des Wölbgewichtes zu beteiligen. Mit der Anordnung, wie die teilweise Anhängung bei einem Entwurf für die Perolles-Brücke in Freiburg[2]), der von Dr.-Ing. R. Arnstein herrührt, erreicht werden sollte, scheint mir noch nicht eine einwandfreie Lösung dieser Frage erzielt zu sein.

1. Erweiterung auf die Baustoffverteilung des Dreigelenkbogens.

Zur Berechnung der Lastverteilung bei teilweiser Anhängung des Wölbgewichtes an die steifen Eisenbögen kommt man wohl immer mit der Theorie des unterstützten Dreigelenkbogens aus, wie dieselbe im ersten Teile dieser Arbeit entwickelt wurde. Wenn man auch bei einem hohen Bogen, vorausgesetzt, daß dies die Baugrundverhältnisse zulassen, aus wirtschaftlichen Gründen einen eingespannten Bogen einem Dreigelenksbogen vorzieht, wird es zumindest bei größeren Spannweiten wohl durchweg nötig sein, das Gewölbe mit zeitweiligen Gelenken zu versehen, die erst verspannt werden, wenn dasselbe ausgerüstet worden ist. Für diesen Fall ist das durch den Ansatz (15) angenommene parabolische Belastungsgesetz $g_x = c_0 + c_1 x^2$ vollkommen ausreichend, da dann das Gewölbe naturgemäß seine größte Stärke im Kämpfer hat. Der Baustoffverteilung eines Dreigelenkbogens, der seine größte Stärke in den Bogenvierteln aufweist, läßt sich dieses Belastungsgesetz nicht anpassen; es ist deshalb notwendig, für die tatsächliche Anwendung dieser Untersuchungen auf Bögen mit drei endgültigen Gelenken die Berechnung auf ein Belastungsgesetz zu erweitern, das der Baustoffverteilung des Dreigelenkbogens Genüge leistet.

[1]) Zeitschrift für Betonbau 1914.

[2]) Melan-Festschrift, F. Deuticke, Wien 1923.

Dieser paßt sich genügend genau ein Belastungsgesetz an, wie es durch die Beziehung

$$g_x = c_0 + c_1 x^2 + c_2 \sin \frac{\pi x}{n \lambda} \tag{26}$$

für $o < x < n\lambda$ gegeben ist; zur früheren, parabolisch veränderlichen Belastung $g_x = c_0 + c_1 x^2$ überlagert sich noch ein Gewichtsteil $c_2 \sin \frac{\pi x}{n\lambda}$, der der Verdickung des Gewölbeschenkels im Bogenviertel Rechnung trägt. Bezeichnet man mit g_0 das Wölbgewicht im Bogenscheitel, mit g_1 das im Bogenkämpfer und mit g_m das im Bogenviertel, dann ist:

$$c_0 = g_0$$

$$c_1 = \frac{g_1 - g_0}{n^2 \lambda^2}$$

$$c_2 = (g_m - g_0) - \frac{1}{4}(g_1 - g_0)$$

Das gesamte Wölbgewicht wird daher gespalten in einen parabolisch veränderlichen Lastteil, für den der Rechnungsgang durch die früheren Erörterungen bekannt ist, und einen sinusförmigen, für den nun ergänzend die entsprechenden Gleichungen anzugeben sind. Die Momentenlinie des Balkenträgers von der Stützweite $2n\lambda$ ist bestimmt durch:

$$\frac{d^2 \mathfrak{M}}{d x^2} = - c_2 \sin \frac{\pi x}{n \lambda}.$$

Die zur eindeutigen Festlegung derselben erforderlichen Randwerte sind: $\mathfrak{M} = o$ für $x = n\lambda$ und $\frac{d\mathfrak{M}}{dx} = o$ für $x = o$. Damit ergibt sich:

$$\mathfrak{M} = \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi}\left(\frac{n}{\pi} \sin \frac{\pi x}{n\lambda} + \frac{n\lambda - x}{\lambda}\right) \tag{28}$$

Um den Übergang vom freiaufliegend gelagerten Balken auf die gestützte Gelenkskette, das statisch bestimmte Grundsystem, leicht durchführen zu können, empfiehlt es sich, wiederum statt x die unabhängige Veränderliche ξ zu benutzen; da $x = \nu\lambda + \xi$, erhält man:

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_\nu + \frac{c_2 n^2 \lambda^2}{\pi^2}\left[\sin \frac{\nu\pi}{n}\left(\cos \frac{\pi \xi}{n\lambda} - 1\right) + \cos \frac{\nu\pi}{n} \sin \frac{\pi\xi}{n\lambda} - \frac{\xi}{\lambda}\right] \tag{28 a}$$

wobei
$$\mathfrak{M}_\nu = \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi}\left[\frac{n}{\pi} \sin \frac{\nu\pi}{n} + (n - \nu)\right]$$

Benutzt man die Bezeichnungen der Abb. (6) des ersten Teiles dieser Arbeit, so ist

$$\overline{\mathfrak{M}} = \mathfrak{M}_\nu + \frac{c_2 n^2 \lambda}{\pi^2}\,\xi \left[\sin \frac{\nu\pi}{n}\left(\cos \frac{\pi}{n} - 1\right) + \cos \frac{\nu\pi}{n} \sin \frac{\pi}{n} - \frac{\pi}{n}\right]$$

und

$$\left\{\begin{aligned} \mu_{\nu+1} &= \mathfrak{M} - \overline{\mathfrak{M}} \\ &= -\frac{c_2 n^2 \lambda^2}{\pi^2}\left\{\left[\sin \frac{\nu\pi}{n}\left(\cos \frac{\pi\xi}{n\lambda} - 1\right) + \cos \frac{\nu\pi}{n} \sin \frac{\pi\xi}{n\lambda}\right]\right. \\ &\qquad \left. - \frac{\xi}{\lambda}\left[\sin \frac{\nu\pi}{n}\left(\cos \frac{\pi}{n} - 1\right) + \cos \frac{\nu\pi}{n} \sin \frac{\pi}{n}\right]\right\} \end{aligned}\right. \tag{29}$$

Damit können nun ebenso wie früher die Verdrehungen des linken und rechten Stabendes vom $(\nu + 1)$ten Gliede der Gelenkskette infolge äußerer Belastung berechnet werden, und man bekommt:

$$\left\{\begin{aligned} &\varkappa E \tau^b_{\nu+1, m} \\ &\quad = \frac{c_2 n^2 \lambda^3}{6\pi^2}\left\{\sin \frac{\nu\pi}{n}\left[\frac{6n^2}{\pi^2}\left(1 - \cos \frac{\pi}{n}\right) - \left(2 + \cos \frac{\pi}{n}\right)\right]\right. \\ &\qquad \left. + \cos \frac{\nu\pi}{n}\left[\frac{6n^2}{\pi^2}\left(\frac{\pi}{n} - \sin \frac{\pi}{n}\right) - \sin \frac{\pi}{n}\right]\right\} \\ &\varkappa E \tau^a_{\nu+1, m} \\ &\quad = -\frac{c_2 n^2 \lambda^3}{6\pi^2}\left\{\sin \frac{\nu\pi}{n}\left[\frac{6n^2}{\pi^2}\left(\frac{\pi}{n} \sin \frac{\pi}{n} + \cos \frac{\pi}{n} - 1\right) - \left(1 + 2\cos \frac{\pi}{n}\right)\right]\right. \\ &\qquad \left. + \cos \frac{\nu\pi}{n}\left[\frac{6n^2}{\pi^2}\left(\sin \frac{\pi}{n} - \frac{\pi}{n} \cos \frac{\pi}{n}\right) - 2 \sin \frac{\pi}{n}\right]\right\} \end{aligned}\right. \tag{30}$$

Zur Überprüfung der Rechnung steht die Bedingung zur Verfügung, daß

$$\begin{aligned} \int_0^\lambda \mu_{\nu+1}\, d\xi &= \frac{c_2 n^2 \lambda^3}{6\pi^2}\left\{\sin \frac{\nu\pi}{n}\left[\frac{6n}{\pi} \sin \frac{\pi}{n} - 3\left(1 + \cos \frac{\pi}{n}\right)\right]\right. \\ &\qquad \left. + \cos \frac{\nu\pi}{n}\left[\frac{6n}{\pi}\left(1 - \cos \frac{\pi}{n}\right) - 3 \sin \frac{\pi}{n}\right]\right\} \\ &= \varkappa E \left(\tau^a_{\nu+1, m} + \tau^b_{\nu+1, m}\right) \end{aligned}$$

Weiter ist:

$$\begin{aligned} \varkappa E \tau^a_{\nu m} &= -\frac{c_2 n^2 \lambda^3}{6\pi^2}\left\{\sin \frac{\nu\pi}{n}\left[\frac{6n^2}{\pi^2}\left(1 - \cos \frac{\pi}{n}\right) - \left(2 + \cos \frac{\pi}{n}\right)\right]\right. \\ &\qquad \left. + \cos \frac{\nu\pi}{n}\left[\frac{6n^2}{\pi^2}\left(\sin \frac{\pi}{n} - \frac{\pi}{n}\right) + \sin \frac{\pi}{n}\right]\right\} \end{aligned}$$

In der Elastizitätsgleichung, die die gegenseitige Unverdrehbarkeit der an der ν-ten Stütze anschließenden Glieder der Gelenkskette ausdrückt, erscheint als Belastungsglied:

$$\begin{aligned} &\varkappa E \left(\tau^b_{\nu+1, m} + \tau^a_{\nu m}\right) \\ &\quad = \frac{c_2 n^2 \lambda^3}{3\pi^2} \sin \frac{\nu\pi}{n}\left[\frac{6n^2}{\pi^2}\left(1 - \cos \frac{\pi}{n}\right) - \left(2 + \cos \frac{\pi}{n}\right)\right] \end{aligned}$$

und damit lautet dieselbe:

$$X_{\nu-1} + 4X_\nu + X_{\nu+1} = \beta \sin \frac{\nu\pi}{n} \tag{31}$$

wenn man mit β die Größe

$$\beta = -\frac{2 c_2 n^2 \lambda^3}{\pi^2}\left[\frac{6n^2}{\pi^2}\left(1 - \cos \frac{\pi}{n}\right) - \left(2 + \cos \frac{\pi}{n}\right)\right] \tag{32}$$

bezeichnet. Dieselbe kann wieder als Differenzengleichung von der Form

$$\Delta^2 X_\nu + 6 X_\nu = \beta \sin \frac{\nu\pi}{n}$$

aufgefaßt werden, deren partikuläres Intregal durch

$$X'_\nu = \overline{\beta} \sin \frac{\nu\pi}{n}$$

gegeben ist. Durch Einsetzen und Vergleichen der Beiwerte von $\sin \frac{\nu\pi}{n}$ rechts und links vom Gleichheitszeichen ergibt sich:

$$\overline{\beta} = \frac{\beta}{2\left(2 + \cos \frac{\pi}{n}\right)} \tag{33}$$

Für die allgemeine Lösung von (31) kann nun angeschrieben werden:

$$X_\nu = \overline{\beta} \sin \frac{\nu\pi}{n} + (-1)^\nu C_1 \mathfrak{Cos}\, \nu\varphi + (-1)^\nu C_2 \mathfrak{Sin}\, \nu\varphi,$$

wobei φ dieselbe Bedeutung wie früher hat und durch die Gleichung $4 = 2\,\mathfrak{Cos}\,\varphi$ bestimmt ist. Die Randwerte der Lösung sind $X_n = o$ für $\nu = n$ und der vorläufig unbekannte Wert X_r für $\nu = r$; damit ergibt sich:

$$X_\nu = \overline{\beta} \sin \frac{\nu\pi}{n} + (-1)^{\nu - r} \frac{\mathfrak{Sin}\,(n - \nu)\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n - r)\varphi}\left(X_r - \overline{\beta} \sin \frac{r\pi}{n}\right) \tag{34}$$

Zur Festlegung des unbekannten Randwertes X_r dient die abweichend gebaute Elastizitätsgleichung für die r-te Mittelstütze. Ist die Mittelöffnung von der Stützweite $2r\lambda$ voll belastet, dann ist $\mu^v_r = \mathfrak{M} - \mathfrak{M}_r$; für $x = r\lambda$ ist nach (28):

$$\mathfrak{M}_r = \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi}\left[\frac{n}{\pi} \sin \frac{\pi r}{n} + (n - r)\right]$$

$$\mu^v_r = \frac{c_2 n \lambda^2}{\pi}\left[\frac{n}{\pi}\left(\sin \frac{\pi x}{n\lambda} - \sin \frac{\pi r}{n}\right) + r - \frac{x}{\lambda}\right]$$

und

$$\begin{aligned} \varkappa E \tau^a_{rm} &= \frac{1}{2}\int_{-r\lambda}^{+r\lambda} \mu^v_r \left(1 + \frac{x}{r\lambda}\right) dx \\ &= \frac{c_2 n \lambda^3}{\pi}\left[\frac{n^2}{\pi^2}\left(1 - \cos \frac{r\pi}{n}\right) - \frac{rn}{\pi} \sin \frac{r\pi}{n} + \frac{r^2}{2}\right] \end{aligned}$$

Zur Überprüfung kann die Bedingung benützt werden, daß $\int_0^{r\lambda} \mu_r^\nu \, dx = \varkappa E \tau_{rm}^a$ sein muß. Die r-te Elastizitätsgleichung, die zusammen mit der Lösung (34) für $\nu = r + 1$ den Randwert X_r ausreichend bestimmt, lautet nun:

$$35)\quad \left\{\begin{aligned} &X_{r+1} + 2\,(3\,r + 1)\, X_r \\ &\quad = -\frac{6\,c_2\,n\,\lambda^2}{\pi}\left[p^\nu(r) + \frac{n}{6\,\pi}\left(a \sin\frac{r\pi}{n} + b\cos\frac{r\pi}{n}\right)\right]\end{aligned}\right.$$

wobei bedeutet:

$$35\,a)\quad \left\{\begin{aligned} p^\nu(r) &= \frac{n^2}{\pi^2}\left(1 - \cos\frac{r\pi}{n}\right) - \frac{r\,n}{\pi}\sin\frac{r\pi}{n} + \frac{r^2}{2} \\ a &= \frac{6\,n^2}{\pi^2}\left(1 - \cos\frac{\pi}{n}\right) - \left(2 + \cos\frac{\pi}{n}\right) \\ b &= \frac{6\,n^2}{\pi^2}\left(\frac{\pi}{n} - \sin\frac{\pi}{n}\right) - \sin\frac{\pi}{n}\end{aligned}\right.$$

Ist jedoch aus den bereits im ersten Teil erörterten Gründen eine Vollbelastung der Mittelöffnung nicht möglich, sondern kommt nur eine teilweise Belastung in der Art der Abb. 1 [3])

Abb. 1.

in Frage, dann ist, um den zugehörigen Momentenverlauf μ_r^p zu bekommen, vom Moment für Vollbelastung das für Belastung auf der Länge $2\,(r - m)\,\lambda$ abzuziehen. Für den Balken von der Stützweite $2\,(r - m)\,\lambda$ ist:

$$\mu_{r-m} = \mathfrak{M} - \mathfrak{M}_{r-m} = \frac{c_2\,n\,\lambda^2}{\pi}\left[\frac{n}{\pi}\left(\sin\frac{\pi\,x}{n\,\lambda} - \sin\frac{\pi\,(r-m)}{\lambda}\right) + (r - m) - \frac{x}{\lambda}\right]$$

der zugehörige Auflagerdruck:

$$\mathfrak{A}_{r-m} = -\left(\frac{d\,\mu_{r-m}}{d\,x}\right)_{x=(r-m)\lambda} = \frac{c_2\,n\,\lambda}{\pi}\left(1 - \cos\frac{\pi\,(r-m)}{\lambda}\right)$$

Die gleiche Belastung gibt bei einer Stützweite von $2\,r\,\lambda$ für $0 < x < (r - m)\,\lambda$:

$$\mu_r' = \frac{c_2\,n\,\lambda^2}{\pi}\left[\frac{n}{\pi}\left(\sin\frac{\pi\,x}{n\,\lambda} - \sin\frac{\pi\,(r-m)}{\lambda}\right) + \left(r - \frac{x}{\lambda}\right) - m\cos\frac{\pi\,(r-m)}{\lambda}\right]$$

und für $(r - m)\,\lambda < x < r\,\lambda$ ist:

$$\mu_r' = \frac{c_2\,n\,\lambda}{\pi}\,(r\,\lambda - x)\left(1 - \cos\frac{\pi\,(r-m)}{\lambda}\right)$$

und es ergibt sich der gesuchte Momentenverlauf für teilweise Belastung der Mittelöffnung für $0 < x < (r - m)\,\lambda$:

$$\mu_r^p = \frac{c_2\,n\,\lambda^2}{\pi}\left[-\frac{n}{\pi}\left(\sin\frac{r\pi}{n} - \sin\frac{\pi\,(r-m)}{n}\right) + m\cos\frac{\pi\,(r-m)}{n}\right]$$

und für $(r - m)\,\lambda < x < r\,\lambda$:

$$\mu_r^p = \frac{c_2\,n\,\lambda^2}{\pi}\left[\frac{n}{\pi}\left(\sin\frac{\pi\,x}{n\,\lambda} - \sin\frac{\pi\,r}{n}\right) + \left(r - \frac{x}{\lambda}\right)\cos\frac{\pi\,(r-m)}{n}\right]$$

[3]) In Abb. 1 hat überall statt γ die Bezeichnung r zu stehen.

Damit bekommt man wie früher nach einigem Rechnen die r-te Gleichung des Systems der X_ν, die im Falle der teilweisen Belastung der Mittelöffnung den Randwert X_r mitbestimmt:

$$36)\quad \left\{\begin{aligned} &X_{r+1} + 2\,(3\,r + 1)\,X_r \\ &\quad = -\frac{6\,c_2\,n\,\lambda^2}{\pi}\left[p^r(r) + \frac{n}{6\,\pi}\left(a\sin\frac{\nu\pi}{n} + b\cos\frac{\nu\pi}{n}\right)\right]\end{aligned}\right.$$

worin die neu eingeführte Bezeichnung $p^r(r)$ die Bedeutung

$$p^r(r) = \frac{n^2}{\pi^2}\left[\left(\cos\frac{\pi\,(r-m)}{n} - \cos\frac{\pi\,r}{n}\right) - \frac{n\,r}{\pi}\sin\frac{\pi\,r}{n} + \frac{n\,(r-m)}{\pi}\sin\frac{\pi\,(r-m)}{n} + m\left(r - \frac{m}{2}\right)\cos\frac{\pi\,(r-m)}{n}\right]$$

hat. Damit ist die Berechnung der statisch unbestimmten Größen X_ν erledigt. Der Momentenverlauf an der Gelenkskette ist genügend bestimmt durch die Momente in den Feldmitten; nach (29) wird für $\xi = \frac{\lambda}{2}$:

$$37)\quad \left\{\begin{aligned} \mu_{\nu+1}^m = \frac{c_2\,n^2\,\lambda^2}{\pi^2}&\left\{\sin\frac{\nu\pi}{n}\left[\cos\frac{\pi}{2\,n} - \frac{1}{2}\left(1 + \cos\frac{\pi}{n}\right)\right]\right. \\ &\left. + \cos\frac{\nu\pi}{n}\left[\sin\frac{\pi}{2\,n} - \frac{1}{2}\sin\frac{\pi}{n}\right]\right\}\end{aligned}\right.$$

Ebenso leicht ist auf Grund der bereits entwickelten Gleichungen die Berechnung der Auflagerdrucke der einzelnen Glieder der Gelenkskette infolge der sinusförmigen Belastung möglich. Es ergibt sich:

$$38)\quad \left\{\begin{aligned} \mathfrak{A}_{\nu+1} &= -\left(\frac{d\,\mu_{\nu+1}}{d\,\xi}\right)_{\xi=\lambda} \\ &= \frac{c_2\,n\,\lambda}{\pi}\left[\frac{n}{\pi}\sin\frac{\nu\pi}{n}\left(\frac{\pi}{n}\sin\frac{\pi}{n} + \cos\frac{\pi}{n} - 1\right) + \cos\frac{\nu\pi}{n}\left(\frac{n}{\pi}\sin\frac{\pi}{n} - \cos\frac{\pi}{n}\right)\right] \\ \mathfrak{B}_{\nu+1} &= \left(\frac{d\,\mu_{\nu+1}}{d\,\xi}\right)_{\xi=0} \\ &= \frac{c_2\,n\,\lambda}{\pi}\left[\frac{n}{\pi}\sin\frac{\nu\pi}{n}\left(1 - \cos\frac{\pi}{n}\right) + \cos\frac{\pi}{n}\left(1 - \frac{n}{\pi}\sin\frac{\pi}{n}\right)\right]\end{aligned}\right.$$

Die Richtigkeit der Rechnung kann durch die Beziehung geprüft werden, daß

$$\mathfrak{A}_{\nu+1} + \mathfrak{B}_{\nu+1} = \int_0^\xi g_\xi\,d\xi = \frac{c_2\,n\,\lambda}{\pi}\left[\sin\frac{\nu\pi}{n}\sin\frac{\pi}{n} + \cos\frac{\nu\pi}{n}\left(1 - \cos\frac{\pi}{n}\right)\right]$$

sein muß, was in Übereinstimmung mit den angeschriebenen Ausdrücken für $\mathfrak{A}_{\nu+1}$ und $\mathfrak{B}_{\nu+1}$ steht. Schließlich berechnet sich noch:

$$38\,a)\quad \mathfrak{A}_r = \frac{c_2\,n\,\lambda}{\pi}\left(\cos\frac{\pi\,(r-m)}{n} - \cos\frac{\pi\,r}{n}\right)$$

womit nun alle Größen, deren Berechnung sich durch die Änderung des Belastungsgesetzes abweichend gestaltete, neu ermittelt worden sind; der weitere Rechnungsgang läßt sich nun genau so durchführen, wie er für ein parabolisches Belastungsgesetz bereits angegeben wurde.

2. Die Bestimmung der günstigsten Bogenform.

Im ersten Teile dieser Arbeit wurde die Berechnung der Lastverteilung auf steife Eisenbogen und Gerüst unter der Voraussetzung durchgeführt, daß die Bogenachse als Parabel angenommen werden kann. Die Parabel ist die Stützlinie einer gleichmäßig verteilten Vollbelastung; wenn auch, wie es häufig der Fall ist, das Eigengewicht der Brücke ziemlich gleichmäßig verteilt ist, so wird bei dieser besonderen Anordnung ein wesentlicher Teil desselben, nämlich das Gewicht des Bogens, durch den Arbeitsvorgang bei der Herstellung desselben — bedingt durch

.e große, freizuhaltende Mittelöffnung — ganz ungleichmäßig .ır Eintragung gebracht; wie sich bei dem durchgerechneten eispiele zeigte, waren die Drücke auf die mittleren Joche ntereinander sehr stark verschieden. Infolgedessen entspricht ie parabolische Bogenachse nicht dem Kleinstwert an Bogen-ärke, da dieser dann eintritt, wenn wenigstens in dem un-instigst beanspruchten Querschnitte die größten Rand-pannungen bei den Belastungsfällen, die in demselben $_{max}M$ nd $_{min}M$ erzeugen, ungefähr gleich groß werden. Auf die nderung der Vorspannung im steifen Eisenbogen bei Änderung er Bogenachse soll aus einem weiter unten angeführten Grunde eine Rücksicht genommen und diejenige Bogenform gesucht erden, bei der die Betonrandspannungen ungefähr gleiche röße erlangen; wenn dies erreicht ist, dann werden auch die esamteisenspannungen an beiden Rändern nahezu gleich groß, a die Momente, welche infolge der teilweisen Anhängung uf den Eisenbogen entfallen, nur gegen die große Mittel-ffnung zu von einiger Bedeutung für die Größe der Eisen-pannungen sind, während sie in den ungünstigst beanspruchten eilen des Dreigelenkbogens nur eine untergeordnete Rolle pielen. Die Frage, ob die dadurch festgelegte Bogenachse die berhaupt günstigste ist, hängt allerdings noch davon ab, ob er Vorteil einer Verminderung an Betonquerschnitt nicht durch ine Vergrößerung der Bewehrungsziffer wettgemacht wird, a die Möglichkeit nicht von der Hand zu weisen ist, daß durch ine Verflachung der Bogenachse im Bogenscheitel ein beträcht-ches Anwachsen der Vorspannungen bedingt ist. Da aber ei der teilweisen Anhängung des Wölbgewichtes die Vor-pannungen durch Änderung der Größe m, die die Teilbelastung er Mittelöffnung bestimmt, beliebig beeinflußt werden können, st die Rücksichtnahme auf die Gleichheit der Betonrand-pannungen bei der Bogenformung in wirtschaftlicher Hinsicht weifellos das Gegebene.

Die Betonspannungen ergeben sich aus der Belastung es Verbundbogens 1. mit den Jochdrücken und dem Gewicht es unmittelbar auf das Gerüst abgestützten Scheitelstreifens, . mit dem Fahrbahngewicht und 3. mit der Verkehrslast. us dieser Belastung ergeben sich für jeden Querschnitt bere und untere Grenzwerte des Momentes, $_{max}M$ und $_{in}M$, mit den zugehörigen Längskräften, welche die Größt-pannungen σ_o am oberen und σ_u am unteren Rande erzeugen; σ_o ehört natürlich zum Belastungsfall $_{max}M$, σ_u zum Belastungs-ll $_{min}M$. Bezeichnet man mit $\varDelta\,\sigma = \sigma_o - \sigma_u$ den Unterschied er beiden größten Randspannungen, dann ist diejenige Bogen-rm die wirtschaftlichste, bei der $\varDelta\,\sigma$ in möglichst vielen Quer-chnitten nahezu gleich Null ist. Da bei einer Änderung der ogenform der Spannungsanteil, der von der Verkehrslast nd den gesamten Längskräften herrührt, sich nur unwesentlich ndert, kann die Gleichheit der Randspannungen nur durch ntsprechende Änderung des Momentes aus der ständigen Be-stung (Jochdrücke und Fahrbahngewicht) erzwungen werden. ezeichnet man mit H_s den aus dieser Belastung herrührenden ewölbschub des Dreigelenkbogens, mit $\varDelta\,y$ die Änderung er Bogenordinate, dann tritt durch die Änderung der Bogen-rm in jedem Querschnitte ein Moment von der Größe

$$M = H_s\,\Delta\,y$$

nzu, das die zusätzlichen Randspannungen

$$\sigma'_{o,u} = \pm\frac{M}{J_i}\,\frac{d}{2} = \frac{H_s\,\Delta\,y\,d}{2\,J_i}$$

zeugt. Die Randspannungen σ_o und σ_u werden dann gleich roß, wenn sich die eine um den Betrag $\frac{\Delta\,\sigma}{2}$ verkleinert, die ndere sich um denselben Betrag vergrößert; folglich muß

$$\frac{\Delta\,\sigma}{2} = \frac{H_s\,\Delta\,y\,d}{2\,J_i}$$

in, woraus sich die gesuchte Änderung der Bogenordinate $\Delta\,y$ it

$$\Delta\,y = \frac{\Delta\,\sigma\,J_i}{H_s\,d} \qquad)$$

ergibt. Diese Rechnung kann für beliebig viele Querschnitte durchgeführt werden, und man bekommt dadurch beliebig viele Punkte der verbesserten Bogenachse. Im allgemeinen wird es jedoch genügen, die Berechnung von $\varDelta\,y$ auf den Querschnitt einzuschränken, in dem $\varDelta\,\sigma$ den größten Wert annimmt. Dies wird bei einem Dreigelenksbogen gewöhnlich der Querschnitt im Bogenviertel sein, obwohl gerade bei dem hier vorgeschlagenen Montagevorgang wegen der stark ungleichen Jochdrücke auch in der Nähe der r-ten Stütze große Biegungsmomente auftreten können, die sich bei der Bogenformung aber nur schwer berücksichtigen lassen, da sie verschiedenes Vorzeichen haben und die Anwendung von (39) zu einer unbrauchbaren Bogenachse führen würde. Beschränkt man sich mit der Ermittlung der günstigsten Bogenordinate auf den Querschnitt im Bogenviertel, dann sind damit drei Punkte der verbesserten Bogenachse bestimmt, wodurch eine Kurve von der Form:

$$y = \vartheta_0 + \vartheta_1\,x^2 + \vartheta_2\,x^4 \tag{40}$$

festgelegt ist, die in ihrer Form auch der Melanschen Gleichung für die günstigste Bogenachse entspricht. Hat man an mehreren Stellen nach (39) eine Verbesserung der ursprünglichen Bogenachse ermittelt, so unterliegt es keinen Schwierigkeiten, auch diese bei der Bogenformung zu berücksichtigen, indem man dieselbe aus zwei Stücken von obiger Form mit gemeinsamer Tangente in den gemeinsamen Punkten zusammensetzt. Ein anderer, allerdings nicht so genauer Vorgang zur Ermittlung der günstigsten Bogenform besteht, wie bereits erwähnt, darin, die Bogenachse mit der Stützlinie aus Jochdrücken, Fahrbahngewicht und Vollbelastung mit halber gleichmäßig verteilter Verkehrsbelastung zusammenfallen zu lassen.

Eine weitere Schwierigkeit bei der Bogenformung ergibt sich aus der Abhängigkeit der Jochdrücke von der unvermeidbaren Nachgiebigkeit der Gerüststützen; daß man diesen Einfluß zum Teil ausschalten kann, ergibt sich aus den Betrachtungen des folgenden Abschnittes. Auch hier zeigt sich die große Überlegenheit der Bogenbrücken nach System Melan. Während bei einem Bogen mit schlaffer Bewehrung Senkungen der einzelnen Stützen des Lehrgerüstes bewirken, daß der tatsächlich ausgeführte und der rechnungsmäßig verlangte Bogen sich in der Form mehr oder weniger voneinander unterscheiden — eine Überhöhung des Lehrgerüstes wird niemals ungleichmäßige Setzungen berücksichtigen können — ergibt sich bei steif bewehrten Gewölben, daß bei vollständig angehängter Schalung die Bogenform vollkommen erhalten bleibt und nur Änderungen in den Jochdrücken entstehen, die, wie das folgende Beispiel zeigt, eine Änderung des Spannungsbildes sowohl im Eisen- als auch im Verbundbogen zur Folge hat, das aber von nicht allzu großer Bedeutung ist, wenn bei der Ausführung nach den angegebenen Regeln vorgegangen wird.

Nun ist noch die Aufgabe zu lösen, unter Berücksichtigung einer Bogenachse von der Form (40) die Verteilung des Wölbgewichtes auf Lehrgerüst und steifen Gitterbogen zu berechnen. Der Momentenverlauf des durchlaufenden Trägers auf verschieden hohen Stützen infolge Belastung mit dem Wölbgewicht bleibt unter den getroffenen Voraussetzungen der gleiche wie früher, lediglich für den Belastungszustand mit H = 1 t ergeben sich Änderungen der Momente durch die Abweichung der Bogenachse von der Parabel, die im folgenden nur angegeben werden sollen. Für das statisch bestimmte Grundsystem ist:

$$\eta = -(d_1\,\xi + d_2\,\xi^2 + d_3\,\xi^3 + d_4\,\xi^4) \tag{41}$$

wenn

$$\left.\begin{aligned} d_1 &= -\lambda\,[\vartheta_1 + \vartheta_2\,\lambda^2\,(6\,\nu^2 + 4\,\nu + 1)] \\ d_2 &= \vartheta_1 + 6\,\vartheta_2\,\nu^2\,\lambda^2 \\ d_3 &= 4\,\vartheta_2\,\nu\,\lambda \\ d_4 &= \vartheta_2 \end{aligned}\right\} \tag{41a}$$

ist. Außerdem berechnet sich:

$$\operatorname{tg}\varphi_\nu = -\lambda\,[\vartheta_1\,(2\,\nu - 1) + \vartheta_2\,\lambda^2\,(4\,\nu^3 - 6\,\nu^2 + 4\,\nu - 1)]$$

und folglich:

$$(42)\quad \begin{cases} \mathfrak{b}_\nu = 2\lambda\,[\vartheta_1 + \vartheta_2\lambda^2(6\nu^2+1)] \\ \mathfrak{b}_r = \lambda\,[\vartheta_1(2r+1) + \vartheta_2\lambda^2(4r^3+6r^2+4r+1)] \\ \mathfrak{B}_a = -\lambda\,[\vartheta_1(2n-1) + \vartheta_2\lambda^2(4n^3-6n^2+4n-1)] \end{cases}$$

Die Differenzengleichung der ξ_ν lautet mit den früheren Bezeichnungen:

$$(43)\quad \begin{cases} \xi_{\nu-1} + 4\,\xi_\nu + \xi_{\nu+1} = -6\,\vartheta_2\lambda^4\left(1 - \frac{12\,\psi_0}{\lambda^2}\right)\nu^2 \\ \qquad - \left[\vartheta_1\lambda^2\left(1 - \frac{12\,\psi_0}{\lambda^2}\right) + \vartheta_2\lambda^4\,\frac{8\lambda^2 - 60\,\psi_0}{5\,\lambda^2}\right] = \alpha_1\nu^2 + \alpha_2 \end{cases}$$

und die abweichend gebaute r-te Gleichung zur Bestimmung dcs Randwertes ξ_r:

$$(43a)\quad \begin{cases} \xi_{r+1} + 2(3r+1)\,\xi_r = -\frac{\vartheta_1\lambda^2}{2}\left[(1+8r^3) - \frac{12\,\psi_0}{\lambda^2}(2r+1)\right] \\ \qquad - \vartheta_2\lambda^4\left[3r^2 + \frac{14}{5}r + \frac{4}{5}(1+6r^5)\right. \\ \qquad \left. - \frac{6\,\psi_0}{\lambda^2}(4r^3+6r^2+4r+1)\right] \end{cases}$$

Die Lösung dieser Differenzengleichung ist nun nach Gl. (21) anzuschreiben; sind nun die ξ_ν bekannt, ist der weitere Rechnungsgang durch die früheren Erörterungen gegeben. Die Berechnung der verbesserten Bogenachse und dis dadurch bedingte Änderung der Lastverteilung wird deshalb ein- oder zweimal wiederholt werden müssen, bis sich die gewünschte Gleichheit der Betonrandspannungen einstellt, weil durch jede Änderung der Bogenachse auch eine Änderung der Stützendrucke auftritt. (Fortsetzung folgt.)

EINE UNHALTBARE BESTIMMUNG IN DEN NEUEN PREUSSISCHEN BAUPOLIZEI-VORSCHRIFTEN.

Von Dr.-Ing. Witt, Dortmund.

In den „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe“ vom 25. Februar 1925 befindet sich eine Vorschrift, die unbedingt bei jedem praktischen Eisenkonstrukteur auf Widerspruch stoßen muß. Bei der Berechnung von Druckstäben schreibt die Baupolizei im Absatz 3 vor, daß Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als 150 unzulässig sind. Diese Bestimmung ist allem Anschein nach ohne gründliche Prüfung den Berechnungsgrundlagen der deutschen Reichsbahn entnommen. Während die Reichsbahn aber nur im Allgemeinen die Ausbildung dieser schlanken Stäbe vermieden wissen will, gehen die Baupolizeivorschriften einen Schritt weiter und verbieten sie ganz. Das ist ohne Zweifel für die Baupolizei sehr bequem, bedeutet aber einer Verkennung der wirtschaftlichen Lage, die uns dazu zwingt, alles Material soweit auszunutzen, wie es technisch zulässig ist. Daß Stäbe mit größerem Schlankheitsverhältnis als 150 nicht berechnet werden können, hat bisher noch keiner behauptet. Warum soll man sie also nicht anwenden? Wenn die Baupolizei fürchtet, daß durch unerwünschte Zufälligkeiten bei besonders schlanken Stäben die tatsächliche Knicklast erheblich unter dem Eulerschen Wert liegen kann, so hat sie es ja in der Hand, einen höheren Sicherheitsgrad zu verlangen. Wie sehr man aber bei einem gänzlichen Verbot der schlanken Stäbe zu schweren oder unzweckmäßigen Konstruktionen gezwungen ist, mag an einigen Beispielen gezeigt werden, die jeder Konstrukteur beliebig vermehren kann.

1. Eine Turmwand wird gegen Windkräfte durch einen K-Verband ausgesteift. Ein Kreuzverband ist nicht zulässig, da ein Durchgang frei bleiben soll. Die angreifende Windkraft an der oberen Ecke beträgt 2 t. Dann beträgt die Druckkraft S im Stabe d $S = -\frac{2}{2}\sqrt{\frac{6^2+3^2}{3}} = -2{,}24$ t. Nach den alten Vorschriften von 1919 war ein Trägheitsmoment von $I_{min} = 1{,}9\,P\cdot l^2 = 1{,}9\cdot 2{,}24\cdot 6{,}71^2 = 192\ cm^4$ erforderlich.

Damals waren zwei Winkel 80 · 80 · 8 ($F = 24{,}6\ cm^2$) in Kreuzform mit einem kleinsten Trägheitsmoment von $2\cdot 115 = 230\ cm^4$ ausreichend.

Um den jetzigen Vorschriften gerecht zu werden, müßte man bei der angegebenen Anordnung einen kleinsten Trägheitsradius von $i_{min} = \frac{671}{150} = 4{,}47$ cm wählen. Es wäre also die Konstruktion aus zwei Winkeln 120 · 120 · 11 mit einem i_{min} von 4,62 cm auszuführen, was eine Vergrößerung des Gewichtes auf das 2,06 fache bedeutet.

Abb. 1. Aussteifung einer Turmwand.

Abb. 2. Die Turmwand nach den neuen Vorschriften ausgesteift.

Abb. 3. Grundriß eines Hallendaches.

Ein Ausweg ist es, die beiden gestrichelten Stäbe (Abb. 2) hinzuzufügen und die Knicklänge zu verringern. Der Nachteil der höheren Arbeitskosten muß dabei in Kauf genommen werden.

2. Zwischen der Firstmauer und dem letzten Binder einer Halle verblieb ein trapezförmiges Feld. Da das Oberlicht im rechteckigen Nachbarfelde keinen Verband zuließ, so mußte eine Knickaussteifung in das Trapezfeld gelegt werden. Wegen der verschiedenen Länge der einzelnen Diagonalen und der verschiedenen Winkel in den Gurten des Knickverbandes macht diese Aussteifung dem Konstrukteur erhebliche Arbeit. Es wurde daher zunächst der Versuch gemacht mit einfachen Diagonalen auszukommen. Da die Knicklänge dann bis zu etwa 4,5 m beträgt, so bedingt die neue Vorschrift ein i_{min} von 3 cm, was erst bei einem Winkel 160 · 160 · 15 mit $i_{min} = 3{,}14$ cm erreicht wird ($g = 36{,}14$ kg/m). Wollte man, wie es bisher im Bauwesen ohne Ausnahme üblich war, die Konstruktion nach den auftretenden Kräften bemessen, so wären statt der Winkel 160 · 160 · 15 einfache Winkel 100 · 100 · 12 mit $I_{min} = 86{,}2\ cm^4$ ausreichend gewesen ($g = 17{,}82$ kg). Setzt man nämlich die durch die Vergitterung aufzunehmende Querkraft mit 2% der Obergurtlängskraft des Binders an, so beträgt in

diesem Falle die größte Diagonalkraft etwa 2 t, und es wird $J_{erf} = 1,9 \cdot 2 \cdot 4,5^2 = 77$ cm⁴. Durch die neuen Vorschriften wird die Konstruktion also auf das 2,03 fache erschwert. $\left(\frac{36,19}{17,82} = 2,03\right)$. Der Plan, einfache Winkel zu verwenden, wurde daher aufgegeben. Trotz der größeren Arbeitskosten wählte man einen Kreuzverband. Die neue Vorschrift zwingt also geradezu zur Anwendung dieser unschönen und statisch wenig klaren Konstruktion.

3. Bei der erwähnten Halle betrug die normale Binderfeldbreite 7,4 m; das Fettenprofil der Kragfetten war zu I 16 ($i_{min} = 1,55$ cm) ermittelt. In jedem zweiten Felde mußte ein Verband liegen. Auch bei Kreuzverbänden ist es bierbei unvermeidlich, daß die Fetten Druck erhalten. Der Länge von 7,4 m entsprechend muß der kleinste Trägheitsradius 4,93 cm betragen, was noch nicht einmal bei I 60 erreicht wird. Man ist daher gezwungen die Fetten an den Viertelpunkten abzustützen (vergleiche Abb. 3). Dann beträgt das Schlankheitsverhältnis $\lambda = \frac{7,4}{4 \cdot 155} = 119$ und die Konstruktion wird bei I 16 zulässig. Was für Mehrarbeit erfordert aber in diesem Falle die neue Vorschrift — ganz abgesehen von dem Gewicht der erforderlich werdenden Aussteifungsteile.

Abb. 4. Obergurtstab vergittert.

Abb. 5. Obergurtstab mit durchlaufenden [-Eisen.

4. Daß die Bestimmung nicht nur unnötige Verteuerungen der Hochbauten mit sich bringt, sondern auch innerlich unhaltbar ist, möge aus diesem letzten Beispiel ersehen werden. Eine größere Maueröffnung werde durch einen Fachwerkträger von 13 m Spannweite überdeckt. Der Träger wird ausgemauert und das Gewicht der Steine zwischen den Knotenpunkten vom Untergurt getragen. Windkraft kommt nicht in Frage, da die Wand in einer Halle liegt. Der Obergurt ist dann reiner Druckstab. Er sei gegen Ausknicken aus der Trägerebene heraus nur an den Endpunkten unterstützt. Dann beträgt der erforderliche Trägheitsradius $\frac{1300}{150} = 8,67$ cm. Als Obergurtstab seien zwei [14 gewählt in einem Abstande von 14 cm. Das Trägheitsmoment gegen Ausknicken um die x-Achse beträgt:

$$J_x = 2 \cdot 62,7 + 2 \cdot 20,4 \cdot 8,75^2,$$

$$J_x = 125,4 + 3120 = 3245 \text{ cm}^4$$

und die Fläche ist F = 40,8 cm².

Es wird $i_x = \sqrt{\frac{3245}{40,8}} = 8,93$ cm

Bei entsprechender Vergitterung ist demnach der Stab zulässig, da $\frac{l}{i_x} = \frac{1300}{8,93} = 145,7$. Auch die Berechnung nach den auftretenden Kräften mit Hilfe der ω Werte gibt ein befriedigendes Ergebnis. Leider entschließt sich aber der Konstrukteur statt der erforderlichen Bindebleche ein durchlaufendes U 14 als oberen Mauerabschluß zwischen die seitlichen U-Eisen zu legen (vgl. Abb. 5). Jetzt wird:

$$J_x = 3245 + 605 = 3850 \text{ cm}^4$$

$$F = 40,8 + 20,4 = 61,2 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 7,93 \text{ cm}$$

und die Baupolizei macht dem Konstrukteur einen Strich durch die Rechnung, denn es wird $\frac{l}{i_x} = 164$ also größer als 150. Dabei ist das durchlaufende, liegende U-Eisen ohne Zweifel eine bessere Verbindung als die einzelnen Bindebleche. Trotzdem verbietet die Baupolizei die bessere Konstruktion ausdrücklich, während die weniger gute Ausführung nach derselben Bestimmung zugelassen wird.

Diese Beispiele zeigen wohl mit aller Deutlichkeit, daß das Verbot, Stäbe von höherem Schlankheitsgrad als 150 zu verwenden, übereilt erfolgt ist. Es wäre daher sehr erwünscht, wenn wenigstens die Bestimmung auf die wichtigsten Bauglieder beschränkt wird. Am besten aber ist es, sie ganz zu streichen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Brückensäule auf der Kölner Messe.

Zur Darlegung der hervorragenden Eigenschaften des Portland-Zementes mit hoher Anfangsfestigkeit hat die rheinisch-westfälische Zementverkaufsstelle G. m. b. H. in Bochum durch die Architekten Wahl & Rödel, Essen-Köln, ein eigenartiges Monument, eine Brückensäule in Eisenbeton, errichten lassen, deren Erbauung alles in allem auf eine Zeit von 11 Tagen zusammengedrängt werden mußte und allein schon in dieser Hinsicht eine sehr bemerkenswerte technische Leistung der ausführenden Firma Heinrich Stöcker in Köln-Mühlheim darstellt. Eine solche Leistung konnte naturgemäß nur bei erstklassigem, schnellbindendem Zement erreicht werden. Wie die beigefügte Abbildung erkennen läßt, erheben sich über einem gleichseitigen Dreieck von 25 m Seitenlänge im Zuge der Winkelhalbierenden drei Brücken von je 12 m St. W. Aus ihrem Schnittpunkte entwickelt sich, in den Abmessungen auf ein statisches Minimum beschränkt, eine senkrecht aufstrebende dreikantige Säule, im Innern hohl und durch Steigeisen begehbar. An ihrer Spitze trägt sie eine Eisenstange mit Firmaemblemen. Die Gesamthöhe bis zur Spitze beträgt 35 m. Statisch liegt ein räumlicher Rahmenbau vor, bemerkenswert durch seinen sehr flachen Stich von rd. 1/8. Der hierdurch bedingte sehr große Schub ist durch besonders konstruierte Widerlager aufgenommen. Der Beton ist mit 60 kg/cm² beansprucht. Die Ausführung des Baues erfolgte in gehobelter Schalung, so daß sich ein Nacharbeiten erübrigte.

Die für die Baupolizei angefertigten Würfelproben zeigten nach drei Tagen Festigkeiten, die ein Normalzement erst nach vier Wochen aufweist.

M. F.

Neuere Verfahren bei dem Bau und der Unterhaltung von Betonstraßen in Nordamerika.

Von Leon Belknap, Bezirksstraßenbaudirektor in Michigan.

(Concrete vom Juni 1925, S. 209—212.)

Schon beim Unterbau hat die Maschinenarbeit fast vollständig die Handarbeit verdrängt, Dampfschaufeln, Bagger, Aufreißer, Eggen, Rode- und Planier-Maschinen, Lastkraftwagenzüge und Gleisförderung sind allgemein im Gebrauch. Die Feinabgleichung nach Schablonen besorgen Maschinen, die auf den Führungswangen der Betondecke laufen. Diese eisernen Wangen werden so kräftig gewählt, daß sie ohne Sacken die schweren Verteilungs-, Stampf-, Abgleich- und Glattstrich-Maschinen für die Herstellung der Betondecke tragen können. Das Einlaufen und Messen von Steinschlag, Kies und Sand aus den Lagern in die Förderwagen geschieht selbsttätig, ebenso das Zumessen des Zements, wenn er nicht in Säcken geliefert wird. Die Betonmischer, meist mit Raupenschleppern, halten selbsttätig die eingestellte Mischzeit ein, der Wasserzusatz wird nach dem Wassergehalt des Sandes geregelt, so daß der Wassergehalt der fertigen Mischung gleichmäßig bleibt. Die Verwendung von Maschinen zum Abgleichen und Glattstreichen ermöglicht die Verwendung steiferen Betons. Das Abdecken des abgebundenen Betons einen Tag lang mit nassen Tüchern erleichtern Trommeln zum Ab- und Aufwickeln der Tücher, für die folgenden 14 Tage ist das Feuchthalten durch Abdecken mit Erde, 5 cm stark, oder Stroh, 8 cm stark, üblich, an dessen Stelle jedoch in neuerer Zeit das arbeit- und wassersparende Bestreuen mit Chlorkalzium tritt, 1 bis 2 kg auf 1 m^2, mittels Schaufeln und Besen oder mittels Handstreumaschinen, von einem Mann betätigt, verteilt. In der fertigen Fahrbahn werden alle Buckel beseitigt, die mehr als 6 mm Pfeilhöhe auf 3 m Länge haben, durch Abhämmern, Abmeißeln und Glattschleifen oder maschinell durch Karborundum-Schleifscheiben, die vom Fahrzeugmotor angetrieben werden.

Zur Erleichterung der Unterhaltung erhalten Straßen mit starkem Verkehr jetzt 6 m statt der bisher üblichen 4,8 m Betondeckenbreite. Kleine Arbeitergruppen mit leichten Gerätekraftwagen besorgen die Beaufsichtigung der Straße, das Freihalten der Ränder, das Offenhalten der Seitengräben und Durchlässe, das Ausbessern von Schlaglöchern, die sorgfältig aufgehackt und gereinigt werden, und das Ausgießen von Rissen und Dehnungsfugen mit Teer. Sind die Flickstellen zahlreich, so übernimmt ihre Ausbesserung eine besondere Gruppe mit Druckluftwerkzeugen, wobei das Erhärten des frischen Betons von 21 Tagen auf 8 Tage abgemindert werden kann durch Zusatz von 2 bis 4% Chlorkalzium zum Anmachwasser und auf 24 Stunden durch Verwendung von Aluminiumzement. Für kleine Arbeiten wird der Teer in kleinen Kesseln an der Arbeitsstelle erhitzt, bei umfangreichen Arbeiten von großen Teerkesseln aus heiß zugefahren. N.

Wettbewerb für eine Brücke in Drammen.

„Bei dem internationalen Wettbewerb für eine Brücke in Drammen in Norwegen wurde unter 36 Entwürfen der beste Entwurf von der Siemens-Bauunion gemeinschaftlich mit dem Ingenieur Ferd. Bjerke und den Architekten Gudolf Blakstad, Hermann Munthe-Kaas eingereicht; er erhielt den zweiten Preis; ein erster Preis wurde nicht verteilt. Ein zweiter Entwurf der Siemens-Bauunion-Ferd. Bjerke-Gudolf Blakstad-Hermann Munthe-Kaas wurde mit dem vierten Preis ausgezeichnet. Die Höhe der Bausumme beträgt zwei Millionen Kronen."

EHRENPROMOTIONEN.

Unter den Ehrungen, welche die Technische Hochschule Karlsruhe anläßlich ihres 100jährigen Bestehens ausgesprochen hat, befinden sich, soweit die Karlsruher Bauingenieur-Abteilung als Antragsteller in Frage kommt, die Ehren-Promotionen der Herren:

Ingenieur Generaldirektor Arwed Fischer in Weißenbach-Fabrik, der Erschließer der Wasserkräfte der Murg;
Ministerial-Direktor Dr. phil. Rudolf Fuchs, Präsident der badischen Wasser- und Straßenbaudirektion;
Oberbaurat Otto Helmle, Direktor des Badenwerkes;
Ingenieur Clemens Herschel in New York, Altpräsident der American Society of Civil Engineers;
Professor Charles Davis Marx, Stanford-University in Californien, Altpräsident der American Society of Civil-Engineers;
Ingenieur, Directeurgeneraal der Zuiderzeewerke H. Wortman im Haag.

Auf Antrag derselben Abteilung wurde die Würde eines Ehrenbürgers verliehen an die Herren:

Stadtbaudirektor Emil Blum-Neff, als Leiter des städtischen Bauwesens und
technischen Bürgermeister Hermann Schneider wegen seiner Verdienste um die Entwicklung der Stadt Karlsruhe auf siedlungstechnischem Gebiete und um die Förderung des Hochschulsportplatzes.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Stand der mitteldeutschen Wasser-Wirtschaftspläne.

Von Syndikus Dr. Stoffel, Halle.

Das Mittellandkanalprojekt mit all seinen Nebenprojekten beschäftigt seit einiger Zeit erneut nicht allein öffentlich-rechtliche, sondern in erhöhtem Maße auch private Wasserwirtschafts-Interessenten. Wenn über den Stand der ganzen Frage im folgenden ein kurzes Bild gegeben werden soll, so sei in knappen Zügen einiges aus der Entwicklungsgeschichte der Wasserstraßenpläne vorausgeschickt.

Am 9. Juli 1886 wurde das Gesetz über den Bau des Dortmund-Ems-Hafen-Kanals als erster Teil des Mittellandkanals verabschiedet und bald darauf der Bau durchgeführt. Am 1. April 1905 wurde, nachdem in der Zwischenzeit einige Vorschläge erfolglos geblieben waren, ein von der Reichsregierung vorgelegtes Projekt genehmigt, das eine Verbindung zwischen Rhein und Weser mit Anschluß bis Hannover vorsah unter Korrektur der mittleren und oberen Oder. Der 1906 begonnene Bau am Rhein-Herne- und Lippe-Kanal Hamm-Datteln wurde am 17. Juli 1914 beendet. Die Strecke Bevergern—(Ems)—Minden wurde am 15. Februar 1915, der Schlußteil Minden—Hannover im Herbst 1916 fertiggestellt; die Inbetriebnahme der Gesamtstrecke erfolgte am 1. April 1918.

Obgleich während des Krieges sich das Fehlen innerdeutscher Wasserstraßen außerordentlich unangenehm bemerkbar gemacht hatte, waren die folgenden Jahre doch nur mit langwierigen Erörterungen über den Bau der Wasserstraße Hannover—Elbe erfüllt, ohne daß das Objekt selbst in Angriff genommen wurde. Drei Objekte, die man als Süd-, Nord- und Mittellinie bezeichnete, bildeten schließlich das Ergebnis dieser Erörterungen. Die Südlinie sollte von Hannover ausgehend, über Peine, Braunschweig, Wolfenbüttel, Oschersleben bis oberhalb Magdeburg zur Elbe führen; Zweigkanäle nach Hildesheim, Staßfurt und Halberstadt waren vorgesehen.

Die Nordlinie — die kürzeste Durchgangslinie von Hannover nach Berlin — war von Hannover über Lehrte—Öbisfelde—Niegripp gedacht, sie sollte die Elbe gegenüber dem Ihle-Kanal erreichen und auf einer Hochbrücke die Elbe kreuzen; Zweigkanäle sollten nach Hildesheim, Peine, Braunschweig und Rothensee führen.

Die Mittellinie sollte bis Peine wie die Südlinie verlaufen und dann östlich laufend die Nordlinie erreichen; Stichkanäle nach Braunschweig und Zweigkanäle nach Hildesheim und Rothensee waren geplant. Das Kaligebiet um Staßfurt sollte durch einen Parallelkanal von Wolmirstedt zur Elbe für den Wasserweg erschlossen werden.

Die Entscheidung über die verschiedenen Projekte fiel zugunsten der Mittellinie aus, die nach dem Dafürhalten der fünf Wasserstraßenbeiräte von Berlin, Breslau, Koblenz, Magdeburg, Münster und dem Landeswasserstraßenbeirat — dagegen stimmte nur der Bezirk Weser — die technisch und wirtschaftlich vorteilhafteste Linienführung des Kernstückes der mitteldeutschen Wasserstraßen: des Mittellandkanals, darstellte.

Die Vertreter der Südlinie und die an ihr interessierten Staatsverwaltungen von Anhalt, Sachsen und Thüringen fanden sich schließlich mit der Entscheidung für die Mittellinie ab, jedoch nur bedingt. Am 16. November 1920 kam eine Vereinbarung zwischen dem Reich und den Ländern sowie den Interessenten zustande, derzufolge die Fortsetzung der Wasserstraße von Magdeburg über Barby (Saalemündung), Bernburg, Halle, Merseburg, Creypau, Leipzig einschließlich

des Anschlusses nach Staßfurt-Leopoldshall zugesagt wurde. Gleichzeitig wurde durch den Vertrag dieser Südflügel als ein Teil des Mittellandkanals anerkannt, an dem die Bauarbeiten möglichst gleichmäßig mit dem Hauptstück in Angriff zu nehmen seien. Trotz dieser Zusage ist der Südflügel liegen geblieben, so daß damit die Einheit des Projektes zunächst eine Durchbrechung erfuhr. Immer wieder haben die Interessenten bei der Regierung versucht, die ihnen gegebene Zusage in die Tat umsetzen zu lassen, jedoch ständig ohne Erfolg. Einen besonderen Anstoß erhielt das Reichsverkehrsministerium durch ein Schreiben des Herrn Reichstagsabgeordneten Leopold im Oktober 1923, in welchem er den Beginn der Bauarbeiten unter den Gesichtspunkt der produktiven Erwerbslosenfürsorge stellte. Aus der gleichen Erwägung heraus stellte um dieselbe Zeit die Gruppe Provinz-Sachsen-Anhalt-Thüringen des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. erneut die Frage des Elster-Saale-Kanals in den Brennpunkt des öffentlichen Interesses. In einer aus allen Teilen der mitteldeutschen Industrie, des Handels und Handwerks besuchten Versammlung wurde der Beschluß gefaßt, daß sich alle Organisationen, die sich besonders den Zweck gesetzt haben, die Bauausführung des Südflügels zu erreichen, erneut bei den maßgeblichen Stellen für einen baldigen Baubeginn einsetzen sollten; als solche Organisationen kamen in erster Linie in Frage: der Elster-Saale-Kanal-Verein zu Leipzig mit dem Unterausschuß für die Saale-Kanalisierung und der in Halle neugegründete Saale-Kanalbau-Verein.

In zahlreichen Beratungen und in vielen Eingaben an das Reichsverkehrsministerium ist immer wieder von den Interessenten gefordert worden, keinesfalls einzelne Teile des Mittellandkanalprojektes zum Nachteil anderer Teile zu bevorzugen.

Die Tatsache, daß nur an der Strecke bis Peine, die bereits 1919 begonnen wurde, gearbeitet worden ist, ließ den Eindruck aufkommen, daß der Bau des Südflügels immer mehr in Vergessenheit geraten sollte. Als Folge hiervon trat die Erörterung über den Staatsvertrag vom 16. November 1920 stark in den Vordergrund der mit dem Reichsverkehrsministerium geführten Verhandlungen. Es wurde deshalb von den Interessenten mit Befriedigung davon Kenntnis genommen, daß gelegentlich der Besprechungen über die Finanzierung des Gesamtobjektes das Reichsverkehrsministerium sich eindeutig bereit erklärte, die mit den Ländern getroffene Vereinbarung des Jahres 1920 zu halten und den Mittellandkanal von Hannover bis Leipzig als einheitliches Unternehmen anzuerkennen, für das ein einheitlicher Bauplan und eine einheitliche Finanzierung vorgesehen sind. Allerdings hat die Absicht des Ministeriums, den Bau des Südflügels erst in fünf Jahren beginnen zu lassen, um aus den Einnahmen des fertiggestellten Nordflügels den Bau des Südflügels zu finanzieren, den Widerspruch der Interessenten am Südflügel hervorgerufen, die nach wie vor die sofortige Aufnahme der Arbeiten auch auf dem Südflügel verlangen, vor allen Dingen fordern sie auch die sofortige Errichtung der für den Südflügel notwendigen Bauämter, damit auf jeden Fall für diesen Bauteil die technischen Vorarbeiten fertiggestellt werden. Erst kürzlich hat sich wieder der Ausschuß für die Saale-Kanalisierung und den Elster-Saale-Kanal über den Stand des Gesamtprojektes unterrichtet und dabei festgestellt, daß eine vom Reichsverkehrsministerium aufgestellte Finanzierungsdenkschrift als Erfolg der Bemühungen der Interessenten des Südflügels zu betrachten ist. Diese Denkschrift sieht vor, daß für das Gesamtprojekt eine Art Aktiengesellschaft in öffentlicher Hand gebildet werden soll, innerhalb derer auch die Interessenten des nördlichen Flügels des Kanals mit für die Garantieleistung für die Verzinsung und Tilgung der gesamten Kanalkosten herangezogen werden sollen. Die Aktiengesellschaft in öffentlicher Hand soll das rentierende Baukapital übernehmen, daneben soll eine andere Organisation das nichtrentierende Kapital, das aus Anleihemitteln aufzubringen ist, verzinsen und amortisieren, bis im Jahre 1941 der Kanalbetrieb selbst, nämlich die Aktiengesellschaft, die weitere Verzinsung und Tilgung aufbringen kann. Die gesamten Baukosten sind auf 547 Millionen Mark veranschlagt, die Garantieleistung soll auf die einzelnen beteiligten Länder verteilt werden. Für den Kanalbau sind 60 Millionen Mark aus der produktiven Erwerbslosenfürsorge vorgesehen, die allerdings das Reich auch zunächst für den Nordflügel verwenden will. Auch gegen diese Benachteiligungen wenden sich die Interessenten des Südflügels. Im einzelnen ist gedacht, daß ein Drittel der nach Verwendung der Beträge aus der Erwerbslosenfürsorge verbleibenden Bausumme durch die gekennzeichnete Aktiengesellschaft aufgebracht werden soll. Die Aktien bleiben in öffentlicher Hand — das sind die Anliegerstaaten, auch diejenigen, durch deren Gebiet der Kanal bereits geführt ist. Zweidrittel dieser Summe sollen durch Schuldverschreibungen aufgebracht werden. Diese sind Kommunalobligationen, für die das Reich, gegebenenfalls die betr. Länder, die Bürgschaft übernehmen. Die Schuldverschreibungen werden nach einem bestimmten Schlüssel durch die Kommunalverbände getilgt werden, so daß schließlich nur noch $^1/_3$ Aktien der Bausumme zu Lasten des Kanals verbleiben.

Nach diesen Erörterungen über das Bauprojekt und seine Finanzierung sei noch kurz auf die volkswirtschaftliche Bedeutung des Kanals eingegangen, die es begreiflich macht, daß die Forderung nach Bau und Vollendung der mitteldeutschen Wasserstraßen, selbst unter Berücksichtigung der augenblicklichen ungünstigen wirtschaftlichen Lage, immer wieder erhoben werden muß.

Die günstige geographische Lage, Vorhandensein der hauptsächlichsten Produktionsmittel und der wichtigsten deutschen Industrien sind die hervorragendsten Eigenschaften des mitteldeutschen Wirtschaftslebens, das einen starken Faktor der deutschen Gesamtwirtschaft ausmacht. Naturnotwendig muß zur Hebung der Wirtschaft auch das Verkehrswesen des mitteldeutschen Bezirkes unter Berücksichtigung aller modernen technischen Fortschritte ausgestaltet werden. Daß dabei gerade der Wasserweg eine große Rolle zu spielen berufen ist, mag aus dem Umstand hervorgehen, daß Mitteldeutschland für Im- und Export die sehr langen Frachtwege auf der Eisenbahn hat. Dem heutigen einzigen Verfrachter, der Reichsbahn, deren Tarifpolitik von fremdländischen Einflüssen nicht völlig frei ist, muß die geforderte Wasserstraßenverbindung zur Seite gestellt werden, die von Handel und Industrie um so mehr begrüßt werden wird, wenn sie gegenüber den Reichsbahntarifen Erleichterungen bringt; die Aussichten für die Wirtschaftlichkeit dieser Wasserstraße sind deshalb günstig.

Warum soll weiter die Wasserstraße gerade im gegenwärtigen Augenblick gebaut bzw. vollendet werden? Die Schar der Erwerbslosen mehrt sich von Tag zu Tag, sie produktiv zu beschäftigen, muß Aufgabe aller dazu berufenen Stellen sein. Die Erwerbslosenfürsorge gibt in ihrer jetzigen Form den einzelnen Arbeitsnachweisbezirken eine gewisse Freiheit sowohl in der Erhebung der Beiträge, als auch in der Verwendung der Geldmittel und der Arbeitskräfte der Erwerbslosen für solche Arbeiten, die dem Bezirke zum Vorteil gereichen (Notstandsarbeiten). Solange die Arbeitslosenfürsorge in ihrer jetzigen Form besteht und damit die Möglichkeit vorhanden ist, deren Mittel für Bauarbeiten am Kanalprojekt zu benutzen, wäre zweckmäßigerweise mit den Bauarbeiten zu beginnen.

Wird das Projekt der Saalekanalisierung und der Bau des Elster-Saale-Kanals zur Wirklichkeit, so eröffnet sich die Möglichkeit, auch das thüringische Wirtschaftsgebiet an das mitteldeutsche Kanalnetz anzuschließen.

Der Werra-Kanal-Verein hat sich z. B. zur Aufgabe gemacht, eine Kanalführung der Weser-Main-Linie über den Weg Werra—Itz zu erstreben. Die Erbauung dieser Linie ist bereits vom staatlichen Vorarbeitenamt empfohlen mit einem

Stichkanal bis Eisenach. Wenn weiter gefordert ist, die Saale von Merseburg aufwärts bis Naumburg zu kanalisieren, so ergibt sich die Notwendigkeit, eine Verbindung mit dem ersteren Projekt herzustellen, weil nur dadurch die bedeutende thüringische Exportindustrie an das internationale Wasserstraßennetz Anschluß finden kann. Die Vereinigung Gera-Unstrut propagiert dieses Projekt, dessen Ausführung besondere Beachtung verdient wegen der Aufgabe, die der Wasserstraße als Zubringer des aus den wichtigen Industrieplätzen Eisenach, Gotha und Erfurt herausflutenden Verkehrs zukommt.

Dem Ausbau der oberen Saale hat eine gemischtwirtschaftliche Organisation, die ,,A.-G. Obere Saale" in Weimar, greifbare Gestalt gegeben, indem sie zur Inangriffnahme von Bauten geschritten ist. Das Projekt wird in nächster Zeit in noch größerem Maße in die Tat umgesetzt werden, nachdem die Streitfrage zwischen Reich und Land Thüringen über den Ausbau der Talsperren durch den Staatsgerichtshof in Leipzig durch Abweisung der Feststellungsanträge des Reiches zugunsten des Landes Thüringen ausgegangen ist.

Endlich sei noch kurz auf die Wasserwirtschaftspläne im Harz hingewiesen, die ebenfalls im Zusammenhang mit der Mittelland-Kanalspeisung stehen. Die geschaffenen Unterlagen kommen darauf hinaus, für die Harzflüsse eine Reihe von Talsperren zu schaffen. Die Reichswasserstraßenverwaltung will einen Talsperrenring um Ost- und Nordharzrand von der Bode bis zur Oker legen.

Diese Talsperren sollen durch Stollen verbunden und mit diesen Stollen auch Wasser aus kleineren Flüssen abgefangen werden, das zusammengefaßt, den Kanal speisen soll.

Die Ausführung des gesamten großzügigen Projektes der mitteldeutschen Wasserstraßen wird zweifellos zu einer weiteren Hebung aller Zweige der mitteldeutschen Wirtschaft führen, und es muß dringend auf die beschleunigte Durchführung der Bauvorhaben hingearbeitet werden.

Festpreisbeschluß der Fachgruppe Bauindustrie. Nach langwierigen Verhandlungen hat sich nunmehr auch die Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der Deutschen Industrie am 23. November d. J. dem vom Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband am 1. Juli 1925 (vgl. Bauing. Nr. 15, S. 545) gefaßten Beschluß angeschlossen, Bauaufträge, die nicht länger als sechs Monate dauern, zu Festpreisen zu übernehmen. Sie betont, daß allerdings Voraussetzung für die von ihr ausgesprochene Empfehlung sein müsse, daß die Streik- und Aussperrungsklausel in den Bauverträgen anerkannt wird und daß die Auftraggeber bei etwaigen Lohn- und Tarifstreitigkeiten von allen Maßnahmen Abstand nehmen, welche die Stellung der Bauunternehmer zu schwächen geeignet sind.

Tarifierung von Steingrus und Steinsplitt beim Eisenbahntransport. Steingrus und Steinsplitt, die zum Wegebau, zum Bahn- und Wasserbau sowie zur Herstellung ortsfester Betonbauten auf der Baustelle bestimmt sind, werden erfahrungsgemäß bei der Eisenbahnbeförderung sehr häufig nach den Sätzen für ,,Steine" der normalen Wagenladungsklasse F verfrachtet, obwohl in den genannten Fällen der Ausnahmetarif 5 anzuwenden wäre, dessen Sätze um etwa 30% unter der Wagenladungsklasse F liegen. Es erscheint daher notwendig, auf die Bestimmungen des Ausnahmetarifes 5 hinzuweisen.

Die Anwendung des Ausnahmetarifes 5 für Steingrus und Steinsplitt setzt voraus, daß in dem Frachtbrief der Verwendungszweck zum Ausdruck gebracht wird, und zwar muß die Angabe lauten:

,,Steingrus, Steinsplitt ungemahlen zum Wegebau (bzw. Bahn-, Wasserbau oder ortsfesten Betonbau)."

Als Steingrus und Steinsplitt darf nach einer im Tarif enthaltenen Erläuterung nur Material bezeichnet werden, das durch Rundsiebe bis zu 35 mm und Maschensiebe bis 30 mm Lochweite gegeben werden kann.

Neben dem Ausnahmetarif 5 verdient auch der um 5% billigere Ausnahmetarif 5 c Beachtung, nach welchem Steingrus und Steinsplitt für die gleichen Verwendungszwecke zu berechnen ist, sowie Steinschutt und Abraum von Steinbrüchen, der zu Ausfüllungsarbeiten dienen soll. Voraussetzung für die Anwendung dieses Tarifes ist aber, daß der in Frage kommende Steingrus und Steinsplitt die gleichen Abmessungen enthält, wie sie in Ausnahmetarif 5 vorgeschrieben sind und daß er ungemahlen und ungewaschen ist. Die Verwendung von Wasser vor und während der Brechung in der Brechmaschine bzw. im Brechmaul gilt nicht als Waschen. Dagegen ist die Bewässerung, Berieselung und Bespritzung der gebrochenen Steine nach dem Verlassen der Brechmaschine, z. B. in den Siebtrommeln usw. als Waschen anzusehen und schließt die Anwendung des Ausnahmetarifes 5 c aus.

Der maßgebende Gesichtspunkt, nach dem zu entscheiden ist ob Steingrus und Steinsplitt nach Ausnahmetarif 5 oder Ausnahmetarif 5 c zu berechnen sind, liegt mithin darin, ob das Material ,,ungemahlen" (A.T. 5) oder ,,ungemahlen und ungewaschen" (A.T. 5c) ist. In einer dem Ausnahmetarif 5c angefügten Erläuterung ist fernerhin bestimmt, daß Gipssteingrus und -splitt sowie Gipssteinabraum nicht nach dessen Sätzen tarifiert werden dürfen.

Die Sätze des Ausnahmetarifes 5 c liegen im übrigen um durchschnittlich 35 % unter denjenigen der Wagenladungsklasse F (Tarifstelle ,,Steine").

Nicht tarifmäßig sind die Bezeichnungen: ,,Splitt 15 mm", ,,Kalksteinsplitt", ,,Basaltsplitt" usw. Sie haben zur Folge, daß die Eisenbahn ohne weiteres die Fracht nach der höheren normalen Wagenklasse F (Tarifstelle: Steine, sonst nicht genannt Ziffer 1 Klasse F) zum Schaden der Frachtzahler berechnet. Das gleiche gilt, wenn der Verwendungszweck, d. h. ,,bestimmt zur Herstellung ortsfester Betonbauten auf der Baustelle bzw. zum Wege-, Bahn-, Wasserbau oder zu Ausfüllungsarbeiten" im Frachtbrief nicht angegeben ist. Dr. R.

Bau- und Sparorganisationen. Der Deutsche Industrie- und Handelskammertag teilt mit: ,,Verschiedene Vorgänge veranlassen uns, darauf hinzuweisen, gegenüber den in der letzten Zeit zahlreich gegründeten Bau- und Sparorganisationen größte Vorsicht walten zu lassen. Wennschon es sich hierbei zum Teil um sicherlich durchaus solide und seriöse Unternehmen handelt, so ist auf der anderen Seite keineswegs von der Hand zu weisen, daß auf diesem Gebiet Organisationen gegründet werden, die eine wenig solide Basis und nicht die Finanzkraft haben, um die gegebenen Bauversprechen ausführen zu können, so daß die beteiligten Geldgeber, insbesondere die kleinen Sparer, das Nachsehen haben. Es erscheint deshalb geboten, vor einem Beitritt zu einer Spar- und Bauorganisation sich das Unternehmen genau auf seine Vertrauenswürdigkeit und Leistungsfähigkeit hin anzusehen."

Großhandelsindex.

28. Okt.	4. Nov.	11. Nov.	17. Nov.	25. Nov.	2. Dez.
122,5	120,7	119,9	121,0	122,7	122,9

Lebenshaltungskostenindex.

Juni	Juli	August	September	Oktober	November
138,3	143,3	145	144,9	143,5	141,4

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 3. Dezember 1925.)

Verordnung über Einkommensteuervergünstigungen für verheiratete ausgeschiedene weibliche Beamte und für entlassene Arbeitnehmer. Vom 25. November 1925 (RMinBl.). Der Reichsfinanzminister hatte bereits in einem Erlaß vom September d. J. (vgl. Bauingenieur Nr. 27, S. 803, Nr. 4) bestimmt, daß die von Arbeitgebern an ihre Arbeitnehmer bei der Entlassung aus dem Dienstverhältnisse freiwillig gezahlten Entschädigungen bis zu einer Höhe von 6/12 des letzten Jahresarbeitsverdienstes von der Einkommensteuer befreit sind. Die neue, mit Wirkung vom 29. August d. J. in Kraft getretene Verordnung regelt diese Befreiung im gleichen Sinne. Die Befreiung beschränkt sich nach einem Erlaß des Reichsfinanzministers vom 25. November d. J. auf Arbeiter und Angestellte (mit Ausnahme der Familienangehörigen des Arbeitgebers), die im gesetzlichen Schlichtungsverfahren Ansprüche geltend machen können (§§ 10, 11, 12 Abs. 1 des Betriebsrätegesetzes). Außer für Familienangehörige des Arbeitgebers gilt die Befreiung nicht für Personen, die keine Angestellten im Sinne des Betriebsrätegesetzes sind (§ 12 Abs. 2 das.), also nicht für Vorstandsmitglieder und Vertreter juristischer Personen, Geschäftsführer und Betriebsleiter, soweit sie zur selbständigen Einstellung oder Entlassung der übrigen im Betriebe beschäftigten Arbeitnehmer berechtigt sind oder soweit ihnen Prokura oder Generalvollmacht erteilt ist.

Der Reichsfinanzminister macht darauf aufmerksam, daß, wenn das Jahreseinkommen durch die Entlassungsentschädigung auf über 8000 M. steigt, bei allen Angestellten die Ermäßigungen des Steuersatzes nach § 58 Abs. 2 b u. c des Einkommensteuergesetzes eintreten.

Verordnung zur Anpassung des Steuerstrafrechts an die Vorschriften des Allgemeinen Strafrechts (Anpassungsverordnung). Vom 20. November 1925 (RGBl. I, S. 389). Die in der Reichsabgabenordnung geregelten Grenzen verschiedener Steuerstrafen werden anderweitig festgesetzt. Der § 378 der Reichsabgabenordnung, nach dem an Stelle einer nicht beizutreibenden Geldstrafe Freiheitsstrafe tritt, wird gestrichen.

Verordnung zur Änderung der Verordnung über die Einrichtung und das Verfahren der Aufwertungsstellen. Vom 27. November 1925 (RAnz. 279). Mit Rückwirkung vom 15. Juli d. J. ab werden verschiedene Vorschriften über das Verfahren bei den Aufwertungsstellen erweitert. Hervorgehoben sei, daß nach der neuen Verordnung im Reichsanzeiger bekanntgemacht werden muß, wenn bei der Aufwertung von Teilschuldverschreibungen die Aufwertungsstelle an-

gerufen wird. Ferner muß nach einem neuen § 8 a die Aufwertungsstelle auf Antrag jedem, der berechtigtes Interesse hat, eine Bescheinigung darüber erteilen, wann die Anmeldung eines Hypothekenaufwertungsanspruches dem Aufwertungsschuldner mitgeteilt ist und ob ein Einspruch des Schuldners eingegangen ist. Die Bescheinigung ist gebührenfrei.

Preuß. Gesetz zur Änderung des preußischen Ausführungsgesetzes zum Finanzausgleichsgesetze. Vom 27. November 1925 (Pr. Ges.-Sammlg. S. 162). Aus den Vorschriften des Gesetzes, das die Regelung der Einnahmen der preußischen Selbstverwaltungskörper (Kreise, Gemeinden) betrifft, ist erwähnenswert, daß die bisherige bloße Berechtigung der Stadt- und Landkreise, bei Veräußerung von Grundstücken Wertzuwachssteuern zu erheben, dahin geändert wird, daß die Gemeinden zur Erhebung solcher Steuern verpflichtet sind, soweit es sich um die Veräußerung von Grundstücken handelt, deren Veräußerer das Eigentum in der Zeit vom 1. Januar 1919 bis zum 31. Dezember 1924 erworben haben.

Einziehung von Staats- und Gemeindesteuern in Preußen. Erl. d. pr. Finanzministers vom 2. 11. d. J. (FMinBl. S. 155). Entsprechend den Bestimmungen des Reichsfinanzministers für die Reichssteuern (Erl. v. 10. 10. d. J., vgl. Bauing. Nr. 30, S. 888) bestimmt der preußische Finanzminister, daß bei der Einziehung der staatlichen Grundvermögenssteuern und Hauszinssteuer — insbesondere bei der Entscheidung über Stundungsgesuche, Höhe der Stundungszinsen und bei der Zwangsvollstreckung — auf die wirtschaftliche Lage des Steuerpflichtigen, die allgemeinen wirtschaftlichen Verhältnisse und darauf Rücksicht zu nehmen ist, ob der Nutzen der Maßnahmen für den Steuerfiskus in angemessenem Verhältnis zum Schaden des Steuerpflichtigen steht. Der Minister erwartet, daß die Gemeinden hinsichtlich der direkten Gemeindesteuern die gleichen Grundsätze verfolgen werden.

Stempelsteuerfreiheit besteht für Vollmachten zur Vertretung in Aufwertungssachen in Preußen. Nach einem Erlaß des pr. Finanzministers II. C. 2793.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 12. Nov. 1925.

Kl. 5 b, Gr. 12. W 66 685. H. Weber, Bochum-Riemke, Constantinstraße 53. Einrichtung zum Abbefördern der Berge beim Auffahren von mehr oder weniger söhligen Gesteinsstrecken mittels Schüttelrutschen. 23. VII. 24.

Kl. 5 c, Gr. 4. L 55 288. Dr. Karl Lehmann, Duisburg-Ruhrort, Hafenstr. 90. Ausbau für Strecken, Stollen, Schächte, Tunnel und ähnliche unterirdische Räume. 27. III. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. W 61 018. August Wolfsholz, Berlin-Schöneberg, Freiherr-vom-Stein-Str. 9. Verfahren zum Auskleiden von Druckstollen, Brunnen und ähnlichen unter innerem Überdruck stehenden Bauwerken in festem Gebirge. 21. IV. 22.

Kl. 19 e, Gr. 1. K 90 685. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf-Wannseebahn, Sophie-Charlotten-Str. Wurfschüttmaschine. 21. VIII. 24.

Kl. 20 h, Gr. 4. Sch 74 986. Schenck und Liebe-Harkort A.-G., Düsseldorf. Fangvorrichtung am Vorspannwagen eines Schrägaufzugs mit Großraumförderung. 1. VIII. 25.

Kl. 20 h, Gr. 5. B 115 781. H. Büssing & Sohn G. m. b. H., Braunschweig. Bremsschuh. 20. IX. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. H 100 300. Hein, Lehmann & Co., Akt.-Ges., Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau, Berlin-Reinickendorf. Schaltung elektrischer Weichenantriebe. 28. I. 25.

Kl. 37 a, Gr. 7. P 50 005. Fa. A. C. Pohlmann, Hamburg. Verfahren und Vorrichtung zum dichten Ausfüllen von Hohlräumen in Bauwerken mit losem Schutzstoff. 7. III. 25.

Kl. 37 b, Gr. 1. W 65 201. Alfred Wolfensberger u. Ernst Kägi, Hinwil, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Göller, Pat.-Anw., Stuttgart. Baustein. 8. I. 24. Schweiz 31. XII. 23.

Kl. 37 b, Gr. 3. J 24 800. Josef Jakubczyk, Drohobycz, Polen; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Fried, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schalungslose Betonsäule. 23. V. 24.

Kl. 80 b, Gr. 8. M 88 034. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlacken-Verwertungsanlagen Akt.-Ges. u. Adolf Grote, Köln-Kalk. Verfahren zur Verwertung von häuslichen und gewerblichen Abfällen, insbes. Müll. 19. I. 25.

Kl. 84 a, Gr. 3. G 57 780. Dipl.-Ing. Edmund Groh, Zittau i. Sa. Einrichtung zum Betätigen von Wehren durch den Druck des Oberwassers. 6. XI. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. O 13 594. Orenstein & Koppel A.-G., Berlin. Bagger für abwechselnden Löffel- und Greiferbetrieb; Zus. z. Pat. 395 890. 20. III. 23.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 63 664. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Abspritzvorrichtung für Siebbänder. 7. III. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 12. Nov. 1925.

Kl. 20 k, Gr. 9. 422 237. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Kettenfahrleitungen f. elektrische Bahnen. 11. VI. 24. A 42432.

Kl. 20 k, Gr. 9. 422 347. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Tragseilklemmen für Kettenoberleitungen elektrischer Bahnen. 7. VI. 22. A 37 889.

Kl. 37 f, Gr. 8. 422 218. Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Tor großer Abmessungen, insbesondere für Luftschiffhallen. 30. XI. 22. S 61 540.

Kl. 80 a, Gr. 52. 422 386. Friedrich Rouselle, Wiesbaden, Heßstr. 2. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung von Pflastersteinen aus Hochofenschlacke oder ähnlichen geschmolzenen Massen. 31. VII. 21. R 53 620.

Kl. 84 a, Gr. 3. 422 233. J. Huber u. A. V. Lutz, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Selbsttätiges Klappenwehr. 31. VII. 21. H 86 457.

Kl. 85 c, Gr. 3. 422 354. Städtehygiene- und Wasserbaugesellschaft m. b. H., Wiesbaden. Verfahren zur Behandlung von Abwasser in Klär- und Faulräumen mit Druckluft. 21. IV. 23. St 36 802.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbuch für Mörtel und Beton. Für die Praxis bearbeitet von Hermann Erik, Architekt. Teil I. Verlag Willy Geißler, Berlin SW. 1925. Preis 9 RM.

Es handelt sich um die Wiedergabe von Erfahrungen aus der Praxis für die Praxis. Besprochen werden die Kalke, Zemente, hydraulischen Zuschläge (u. a. hier auch der Si-Stoff); anschließend sind die deutschen Normen wiedergegeben. Dann folgt eine Behandlung der verschiedenen Mörtelarten mit anschließenden Tabellen über den Materialbedarf. Weitere Abschnitte sind dem Beton, den Mischungsverhältnissen, den Ausführungsnormen usw. gewidmet. Zum Schlusse ist ein Sondermaterialbedarf für Maurer, Gipser, Dachdecker und Zementarbeiter gegeben, nebst einer Zusammenstellung der bei größeren Verwaltungen üblichen Durchschnittssätze für Materialberechnung bei Maurerarbeiten. Das kleine Handbuch wird fraglos von vielen Fachgenossen mit Vorteil durchgearbeitet werden. Es enthält viel des Wissenswerten. M. F.

Führer durch die Garagenausstellung des Deutschen Automobilhändler-Verbandes E. V. auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München. Technische Leitung Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz.

Die kleine Schrift behandelt auf dem oben genannten baulichen Sondergebiete die überraschende Entwickelung in der letzten Zeit bezüglich der Einzel- und Sammelbehausung für Kraftwagen aller Art. Es ist von besonderem Reiz, die verschiedenen ganz neuartigen Konstruktionsgedanken kennenzulernen, die gerade das Sondergebiet des Garagenbaues gezeitigt, und zu sehen, wie diese Gedanken künstlerische und technische Verwirklichung in vielgestaltiger Form gefunden haben. M. F.

Der kleine Brockhaus, Handbuch des Wissens in einem Bande. Lieferung 8, 9 und 10. Preis der Lieferungen 1,90, 2,10, 1,90 RM.

Mit den vorliegenden drei letzten Lieferungen ist das Werk abgeschlossen. Es ist hiermit dem Verlage gelungen, das allseits als echtes Familienbuch gedachte Sammel- und Bildungswerk in der zugesagten kurzen Zeit zu einem guten Abschluß zu bringen. Das Werk hat das gehalten, was seine erste Lieferung versprochen, ein Bildungswerk für alle Volksschichten zu werden. Möge es auf dem Weihnachtstische vieler Deutscher einen Platz finden. Es wird hier Anerkennung finden und Gutes schaffen. Dem Verlage F. A. Brockhaus gereicht die Herausgabe in Inhalt, Ausgestaltung und Form zu dauernder Ehre. M. F.

Einführung in die analytische Geometrie der Ebene und des Raumes. Von A. Schoenflies, ord. Professor der Mathematik an der Universität Frankfurt. (314 S.) Julius Springer, Berlin 1925. (Aus: Grundlehren der mathematischen Wissenschaften in Einzeldarstellungen. Herausgegeben von R. Courant, Göttingen, Bd. XXI.) Preis geh. 15 RM, geb. 16,50 RM.

Das vorliegende Buch ist für diejenigen bestimmt, die von der elementaren, an die Begriffe des Endlichen, des Rationalen und des

Reellen gebundenen Betrachtung der analytischen Geometrie zur höheren, die Begriffe des Unendlichen, des Irrationalen und des Imaginären berücksichtigenden Betrachtung fortschreiten wollen. Auf die Überwindung der bei einem solchen Übergang auftretenden Schwierigkeiten hat der Verfasser bei der Auswahl, der Anordnung und der Behandlung des Stoffes besonderen Wert gelegt.

Das Buch, das für den angegebenen, gerade bei Ingenieuren vielfach in Frage kommenden Zweck bestens empfohlen werden kann, ist der 21. Band der gemeinsam mit W. Blaschke, M. Born und C. Runge von R. Courant „in Einzeldarstellungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendungsgebiete" herausgegebenen „Grundlehren der mathematischen Wissenschaften". P. Werkmeister

Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. 1925. Nr. 3, 11 und 12. Nur zu beziehen durch die Verbandsgeschäftsstelle Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Str. 50.

Nr. 3. Über Wertberechnung von Wasserkräften Neubearb. v. Prof. Dr.-Ing. Ludin u. Dr.-Ing. rer. pol. W. G. Waffenschmidt, Priv.-Doz. a. d. Univers. Heidelberg.

Der Wertberechnung von Wasserkräften stellen sich, wie jeder in der Praxis tätige Ingenieur immer wieder erfahren muß, in der Regel erhebliche Schwierigkeiten entgegen. Kaum ein Fall ist dem anderen gleichgelagert. Neuerdings hat sich dazu ein vermehrtes Interesse an der sachgemäßen und zutreffenden Wertbemessung von Wasserkräften eingestellt, nachdem der Versuch gemacht ist, sie der Vermögenssteuer zu unterwerfen.

Das kleine Schriftchen gibt nun für die Wertermittlung von Wasserkräften wertvolle Fingerzeige. Es untersucht die verschiedenen Wertbegriffe (Kostenwert oder ursprüngl. Neubauwert, Ertragswert, Tauschwert, Neubaukostenwert, Buchwert), beschäftigt sich ausreichend mit der Frage des Wettbewerbs durch Ersatzkraft (Wärmekraft, Fremdstrom) und den sog. Standortfragen im weitesten Sinne (Rohstoffzufuhr, Abfuhr der Erzeugnisse, Bodenwert, Arbeitslohn, Wettbewerb) und bespricht im einzelnen die wichtigsten Faktoren der Ertragswertberechnung als Größe und Beständigkeit der verfügbaren Wasserkraft, Ausnutzungsgrad und Ausnutzungsmöglichkeit der Anlage, Kosten einer Ersatzkraft, Finanzierung, Risikofragen usw.

In einem dritten Abschnitte wird noch kurz auf die Wertschätzung von Rohwasserkräften eingegangen.

Das kleine Schriftchen gibt nicht ein fertiges Rezept für die Aufmachung einer Wertberechnung von Wasserkräften. Das ist für jeden, der sich mit diesen Fragen beschäftigte, ein Ding der Unmöglichkeit. Es ist aber ein brauchbarer Helfer und es bietet vor allem dem jüngeren Ingenieur einen ersten Wegweiser und kann ihn davor bewahren, wichtige Umstände für eine Wertberechnung zu übersehen, soll ihn vor allem auch vor Leichtfertigkeit in seiner Arbeit schützen.

In diesem Sinne möchte ich das Schriftchen dringend empfehlen.

Nr. 11. Die Behandlung der Wasserkräfte im Entwurfe eines Reichsbewertungsgesetzes. Von Justizrat A. Mardersteig, Weimar.

Wasserkräfte oder Wassernutzung waren bis zum Jahre 1924 nicht zur Vermögenssteuer herangezogen, erst in diesem Jahre begannen die Finanzämter überall mit der Belastung dieser „Vermögenswerte", und das z. T. in einer Höhe, für die im einzelnen oft das Verständnis fehlt. Der Erlaß des Reichsfinanzministers vom 21. März 1925 hat, veranlaßt durch eine kräftige, besonders von dem Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband geführte Abwehrbewegung, das Steuerbewertungsverfahren einstweilig, und zwar nur für das Jahr 1924 unterbrochen. Da jedoch nach dem inzwischen fertiggestellten Entwurfe des Reichsbewertungsgesetzes die bisherigen Grundlagen der Besteuerung in wesentlichen Punkten erweitert sind, so muß für die Zukunft mit einer Heranziehung der Wasserkräfte zur Vermögenssteuer doch noch gerechnet werden, falls der genannte Entwurf in der vorgelegten Fassung Gesetz wird.

Die interessierten Kreise werden daher alle Veranlassung haben, dieser Frage ihre besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Die vorliegende kleine Schrift von Mardersteig bietet dazu eine gute Einführung. Der Verfasser kommt zur Ablehnung der Besteuerung, weil er der Ansicht ist, daß die „Wasserkraft", ebenso wie die Windkraft als mehr oder minder beständige Kreislauferscheinung in der Natur sich grundsätzlich der Eingruppierung in Vermögenswerte versagt und weil auch sonst eine Reihe rechtlicher, technischer, sittlicher Bedenken einer solchen Ordnung widerstreiten.

Die kleine geistreich geschriebene Abhandlung kann bestens empfohlen werden.

Nr. 12. Umrechnungstabellen für Niederschlag und Abfluß.

Die Rechnungen und Vergleiche mit Niederschlag und Abfluß werden bei wasserwirtschaftlichen Untersuchungen oft dadurch umständlich und zeitraubend, weil man die Niederschläge meist nur in mm Höhe angegeben findet, während für die weitere praktische Auswertung meist auf Abflußmengen in der Sekunde oder der Minute übergegangen werden muß. Eingeführt hat sich weiter meist die Rechnung mit Abflußspenden in Liter oder Kubikmeter je Sekunde und Quadratkilometer.

Mitgeteilt werden 4 Tabellen, von denen Tab. 1 die Umwandlung der Höhen in Spenden (m^3/sek.km² oder l/sek.km²) angibt; in Tab. 2 findet sich die Umkehrung. Tab. 3 ist ausgemittelt für Starkregen, d. h. also für Höhenangaben je Min. oder Stunde und deren Umwandlung in Abflußspenden. In Tab. 4 sind die mittleren jährlichen Abflußhöhen und Abflußspenden in Mitteleuropa nach Keller mitgeteilt.

Die Umrechnungstabellen werden in manchen Fällen gute Dienste leisten können. Heiser.

Ergänzungen zur vierten Auflage des Taschenbuches für Bauingenieure, betr. neue deutsche Bestimmungen für den Eisenbetonbau und den Eisenbau im Jahre 1925. Von M. Foerster. Mit 16 Textfiguren. (29 S.) Verlag Julius Springer, Berlin W 9. Preis 0,60 RM.

Die Herausgabe der vorgenannten Bestimmungen hat den Verlag des Taschenbuches für Bauingenieure veranlaßt, die durch erstere notwendig gewordenen Ergänzungen und Abänderungen auf 28 Seiten zusammenstellen zu lassen. Neben den vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton erlassenen neuen Bestimmungen für den Verbundbau handelt es sich hierbei vorwiegend um die Bestimmungen für den Eisenhochbau vom 25. II. 1925 und hier wiederum in erster Linie um die viel besprochene Knickfrage. Allen Neubeziehern des Taschenbuches wird die Ergänzung kostenfrei zur Verfügung gestellt, ist aber auch sonst zu dem oben genannten Preis von 0,60 RM. zu beziehen.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Von der Hauptversammlung am 1. und 2. Dezember d. J.

Die Ordentliche Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) der D. G. f. B. hat am 1. und 2. Dezember d. J. in Berlin stattgefunden. Als ein erfreuliches Zeichen für die steigende Bedeutung der D. G. f. B. darf es angesehen werden, daß zu dieser Gelegenheit zahlreiche Vertreter von Behörden und Körperschaften erschienen und daß viele Mitglieder der Gesellschaft der Einladung gefolgt waren. Unter ihnen befanden sich eine ganze Reihe, die trotz der Ungunst der wirtschaftlichen Lage und des strengen Winterwetters zum Teil weite Reisen nach Berlin unternommen hatten.

Über die Vorträge und Besichtigungen sowie über die gesamte Hauptversammlung wird demnächst an dieser Stelle ein ausführlicher Bericht erstattet werden.

Festsetzung des Beitrages für das Jahr 1926.

Auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember d. J. ist beschlossen worden, den Beitrag für das Jahr 1926 auf 8 M. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 M. und für Junioren auf 3 M. jährlich festzusetzen. Wir bitten unsere Mitglieder, den Beitrag für 1926, der bei Beginn des nächsten Jahres fällig wird, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Nächster Vortragsabend.

In Ergänzung der Mitteilung in der vorigen Nummer des Bauingenieur (Programm für die Hauptversammlung) wird mitgeteilt, daß der nächste Vortragsabend „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen" am

Montag, den 14. Dezember 1925, 7½ Uhr abends,

im Ingenieurhause, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (großer Saal), I. Stock

stattfinden und die Frage behandelt werden wird:

„Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiternachwuchs?"

Außer dem bereits genannten Vortragenden Herrn Ingenieur Mast, Berlin-Tempelhof, II. Vorsitzender des Reichsverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes, wird auch Herr Syndikus Berger, Dresden, Geschäftsführer des Bezirkswirtschaftsverbandes für das Baugewerbe im Freistaat Sachsen, über die Frage sprechen.

Nach den Vorträgen wird eine Aussprache stattfinden. Gäste sind herzlich willkommen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW. 19. Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 18. Dezember 1925 Heft 37

HERRN WIRKL. GEHEIMEN OBERBAURAT a. D. DR. PHIL. DR.-ING. e. h. HERMANN ZIMMERMANN ZUM 80. GEBURTSTAGE.

Motto: Was man in der Jugend wünscht,
hat man im Alter die Fülle.

Wir stehen heute vor der Aufgabe, das Lebensbild eines Mannes zu schildern und aller Welt das hohe Lied eines Fachgenossen zu verkünden, der wie kein anderer viele Jahrzehnte lang ein Führer der deutschen Ingenieure auf dem Gebiete des Eisenbahnbaues, der Statik und des Brückenbaues war, und der es heute noch ist. Dieser achtzigjährige, silberhaarige Greis mit dem noch frischen und goldenen Herzen des Jünglings und mit dem noch kristallklaren und scharfen Geiste des überragenden Mathematikers, unser Jubilar, ist der Wirkliche Geheime Oberbaurat a. D. Dr. phil. Dr. ing. e. h. Hermann Zimmermann.

„Wer lange lebt, hat viel erfahren", sagt Mephisto. Mit diesen Worten glaubte Zimmermann am 27. Oktober d. J. in Karlsruhe seine Verdienste bescheiden erklären zu sollen, als ihm durch den Vorsitzenden des Eisenbauverbandes seine Büste als Dank und Ausdruck der großen Verehrung überreicht wurde. Und doch war es ein langes Leben voll harter Arbeit, voll tiefsten und ernstesten Forschens und Strebens, das Zimmermann bis heute hinter sich hat, und dessen Ergebnisse und Erfolge nur zähestem und eisernstem Schaffen in getreuer Pflichterfüllung gegen sich, seine Behörde und seine Freunde zu verdanken sind. In den Anfängen seines Wirkens, namentlich in den Studienjahren, liest sich das Erlebnis von Zimmermann zum Teil geradezu kraus, und der Aufstieg zum ersten technischen Manne der preußischen Staatsbahn war schwer und voll harten Strebens. Sehen wir zu, wie sich das näher verhielt.

Hermann Zimmermann wurde am 17. Dezember 1845 in Langensalza geboren, wo sein Vater Arzt war. Im Jahre 1852 siedelte er mit seinen Eltern nach Mühlhausen in Thüringen über und besuchte dort bis 1862 die Bürgerschule und das Gymnasium. In letzterem scheinen ihm die alten Sprachen nicht besonders gefallen zu haben, weshalb er die Beziehungen seines Vaters zu Hamburger Großkaufleuten benutzte, um im August 1862 als Schiffsjunge auf einem Hamburger Ostindienfahrer einzutreten. In der Folge machte Zimmermann große Seereisen nach Ostindien und an die Küste Afrikas, wobei er aus Neigung zur Mathematik und Astronomie sich auf die Prüfung als Steuermann vorbereitete. Die Prüfung hierfür bestand er nach kurzem Besuch der Navigationsschule in Hamburg Ende Oktober 1867 mit Auszeichnung. Von Ende März 1868 bis Anfang April 1869 diente Zimmermann als Einjährig-Freiwilliger bei der damaligen Marine des Norddeutschen Bundes und machte dabei u. a. die große einjährige Übungsreise des Kadettenschulschiffes „Niobe" mit, auf der er an der Unterweisung der Seekadetten in der Navigation teilnahm. Anschließend daran fuhr Zimmermann als Steuermann nach Westindien, gab aber diesen Beruf bald auf, da die Segelschiffahrt immer mehr durch die Dampfer zurückgedrängt wurde. Nun begann Zimmermanns eigentliche Schulung in Mathematik, zu der es ihn immer mehr drängte. Ende 1869 bezog er das Polytechnikum in Karlsruhe, das damals unter Redtenbacher in bester Blüte stand und wo Zimmermann bei Schell und Wiener Mathematik und bei Grashof und Hart Maschinenbau belegte. Durch Zufall traf er auch Professor Sternberg — den Konstrukteur der älteren Eisenbahnbogenbrücke bei Koblenz —, der ihm riet, sich lieber dem Bauingenieurfach zu widmen, was er auch tat, ohne den Maschinenbau zu vernachlässigen. Der Krieg mit Frankreich unterbrach die Studien um nahezu ein Jahr. Zimmermann machte ihn bei der Marine mit. Dann ging's wieder ans Studium, und Ende April 1875 legte Zimmermann die Diplomprüfung als Bauingenieur ab, damals wegen der Schwierigkeit der Aufgaben — zwölf Fächer! — ein seltenes Ereignis. Ein Jahr vorher, noch als Student, erwarb Zimmermann den Doktorgrad der Universität Leipzig auf Grund einer Arbeit „über relative Bewegung sich berührender Rotationsflächen". Ende Mai 1875 trat Zimmermann als diätarischer Ingenieur und Konstrukteur in das bautechnische Büro der Generaldirektion der Reichsbahnen in Straßburg ein, gleichzeitig verheiratete er sich. In Straßburg herrschte zu dieser Zeit eine lebhafte Bautätigkeit der Eisenbahnverwaltung, für Zimmermann das rechte Feld zum Entwerfen von Eisenbahnbrücken, Bahnsteighallen usw. Auch an der Überwachung der Herstellung von Eisenbauwerksteilen, an den Aufstellungsarbeiten und an den Probebelastungen nahm er teil; als außergewöhnlich interessante Bauentwürfe und Bauten bezeichnet Zimmermann die Erweiterung der Festungsbauten der Stadt Straßburg.

Doch fehlte Zimmermann noch die Anerkennung als Staats-

beamter. Die Karlsruher Diplomprüfung galt trotz ihrer anerkannten Strenge nicht als Ersatz der Staatsprüfung und zur ersteren war in Baden das Reifezeugnis einer Mittelschule nötig. Es muß ein harter Entschluß für Zimmermann gewesen sein, fast noch härter als die verspätete Zeit an der Hochschule, als gereifter, verheirateter und über 30 Jahre alter Mann sich nochmals auf die Schulbank der Gymnasiasten zu setzen, die Sprachstudien wieder aufzunehmen und sich zur Reifeprüfung vorzubereiten. Aber er tat es mit dem ihm eigenen harten Pflichtgefühl, bestand am Lyzeum in Straßburg die Reifeprüfung mit den Schülern und dann am 1. November 1878 in Karlsruhe die Badische Staatsprüfung als Bauingenieur. Damit war der Weg frei zum weiteren Aufrücken im Staatsdienst. Zimmermann erhielt sofort eine Sektion beim Bau des neuen Zentralbahnhofes in Straßburg, die er bis zum Frühjahr 1881 leitete. Neben den üblichen Bahnbauten wurden auf dieser Sektion auch große Mauerwerksarbeiten ausgeführt, wie große Festungstore und bombensichere Tunnelanlagen.

Neben der amtlichen Tätigkeit war Zimmermann immer noch anderweitig beschäftigt. Eine seiner hervorragendsten Arbeiten war der Entwurf für die Eisenkonstruktion und den Mechanismus zum Bewegen der drei Drehkuppeln, eine große und zwei kleine, für die neue Universität in Straßburg. Das Drehen, Öffnen und Schließen sollte ohne jede körperliche Anstrengung des Astronomen erfolgen, eine Forderung, die heute mit Elektromotoren spielend zu lösen ist, damals aber nur auf rein mechanischem Wege mittels eines gewaltigen Uhrwerks zu erfüllen war. Zimmermann hat mehrere Jahre seine ganze Freizeit auf diese Arbeit verwendet, er hatte aber die Genugtuung, seinen Entwurf ausgeführt zu sehen. Außerdem gefiel der Entwurf dem Oberleiter der Universitätsbauten, dem damaligen Geheimen Oberregierungsrat Kinel im Reichskanzleramt so, daß Zimmermann zum 1. Juni im Jahre 1881 in das Reichsamt in Berlin für die Verwaltung der Reichseisenbahnen als ständiger Hilfsarbeiter einberufen wurde. Mitte 1881 wurde Zimmermann Eisenbahnbauinspektor, Mitte 1883 Regierungsrat. Rund 10 Jahre war Zimmermann in dieser Stellung tätig, nach seinen Worten „die fruchtbringendste seines Lebens". Kinel war ein außergewöhnlich tüchtiger und klarblickender Vorgesetzter, der die höchsten Anforderungen an die Leistung seiner Beamten stellte, ihren Ehrgeiz anzuspornen verstand und stolz auf ihre Leistungen und Erfolge war. Gleichzeitig bot sich aber Zimmermann in dieser Stellung Gelegenheit, sein schriftstellerisches Können in bester Weise zu verwerten und seine statischen und bautechnischen Arbeiten den Fachgenossen bekanntzugeben. Wer in dieser Zeit die Jahrgänge des Zentralblattes der Bauverwaltung durchblättert — von Sarrazin vorzüglich geleitet —, der staunt über die Fülle kleinerer und größerer Aufsätze aus Zimmermanns Feder. Immer neue Aufgaben auf dem Gebiete der Statik und der angewandten Mechanik griff Zimmermann auf, um sie in der ihm eigenen klaren und doch immer neuen Form den Lesern darzubringen. Wer kennt nicht sein „Schnittverfahren" für die Berechnung von Fachwerkträgern, seine Arbeit über die Schwingung von Trägern unter bewegter Last, dann seine Bücher über genietete Träger mit Tabellen der Trägheits-, Widerstandsmomente und Gewichte, seine große Rechentafel und — als wohl das beste Werk auf diesem Gebiete — sein Buch „Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues". Weitere Arbeiten Zimmermanns finden sich in der Hannoverschen Zeitschrift, in der Deutschen Bauzeitung usw.

In die Zeit seiner Tätigkeit im Reichsamt fiel für Zimmermann die besondere und große Aufgabe, für Wallot 1890 die große Kuppel des Reichstagsgebäudes so zu ändern, daß sie die bereits bis zur Dachkante hochgeführten Umfassungsmauern des Sitzungssaales nur längs beanspruchte und zudem größere und viereckige Gestalt annahm. Zimmermann fand eine Lösung, die fast gar keine Mehrkosten verursachte und das Gebäude standsicher machte. Das System der Kuppel ist vollständig neu, die wagerechten Auflagerkräfte wirken nur in der Richtung der Mauerfluchten, die Rippen übertragen nur senkrechte Kräfte auf die Mauerpfeiler, das Kräftespiel ist statisch bestimmt. Über die Theorie dieses neuartigen räumlichen Fachwerkes hat Zimmermann später in seiner Schrift „Über Raumfachwerke" alles wesentliche berichtet, während in der Zeitschrift für Bauwesen hierüber und über die konstruktive Durchbildung der Kuppel Näheres veröffentlicht ist.

Im Jahre 1891 trat Zimmermann als Nachfolger Schwedlers ins preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten über; die Wahl für die Nachfolge des großen Brückenbauers konnte keine bessere sein. Das Gebiet, das Zimmermann nun zu bearbeiten hatte, war wesentlich vergrößert und stellte die höchsten Anforderungen an seine Arbeitskraft. Er hatte zu behandeln und zu beurteilen: die Entwürfe neuer Brücken und die Unterhaltung der vorhandenen, die Entwürfe für den Oberbau einschließlich der Weichen nebst Unterhaltung des Oberbaues. Gleichzeitig war Zimmermann Vertreter des technischen Ministerialdirektors und hatte als solcher, obwohl ihm keine Eisenbahndirektion unterstand, außerordentlich viel zu tun. Dabei war Zimmermann fast dauernd noch nebenbei, im sogenannten Nebenamte, tätig. Jeder ältere Brückenbauer kennt seine Gutachtertätigkeit — meist mit Müller-Breslau zusammen — bei den großen Wettbewerben in den 90er Jahren für die beiden Brücken über die Donau bei Budapest, die Straßenbrücken über die Süder-Elbe bei Hamburg und über den Rhein bei Bonn und Köln. Von Hochbauten begutachtete Zimmermann die Grundmauern des Metzer Domes und des Straßburger Münsters, die Turmpfeiler im Schiff der Kaiser-Wilhelm-Gedächtniskirche in Charlottenburg. An der Kuppel des Reichsgerichtes in Leipzig wies Zimmermann eine ungefüge und unorganische Hilfskonstruktion aus schweren eisernen Blechträgern als entbehrlich nach, für das neue Rathaus in Hannover entwarf er die Konstruktion des Mittelbaues, insbesondere die hohe gewölbte Kuppel. Besonderes Interesse widmete Zimmermann den Schnellfahrversuchen von Berlin nach Zossen, wobei das Gleis nach seinen Angaben gebaut wurde und wobei er alle Luftwiderstandsmessungen ausführte bezw. leitete. Auch die schrifstellerischen Arbeiten ruhten während dieser Zeit nicht, Aufsätze, wie „über die Knickfestigkeit der Druckgurte offener Brücken" und viele andere zeigen Zimmermanns umfassendes, wissenschaftliches Wirken.

Anfangs 1891 wurde Zimmermann Geheimer Baurat und vortragender Rat und gleich darauf Mitglied der Akademie des Bauwesens, wie auch Mitglied des technischen Oberprüfungsamtes. Bei letzterem wirkte Zimmermann rd. 20 Jahre lang, und viele der heutigen leitenden Herren der Reichsbahn werden sich noch seiner Tätigkeit und fürsorglichen Mitwirkung in dieser Stellung als Prüfender erinnern. Mitte Juni 1895 wurde Zimmermann Geheimer Oberbaurat, Rat erster Klasse wurde er im Jahre 1905, in den Ruhestand trat er Ende März 1911.

Soweit die Lebensgeschichte unseres Jubilars bis zu seinem Austritt aus dem Staatsdienste. An äußeren Ehren und an Anerkennung seiner hohen Verdienste um den Staat und die Wissenschaft hat es Zimmermann während dieser Zeit nicht gefehlt. Hohe Auszeichnungen bis zur Krone zum Roten Adlerorden II. Klasse wurden ihm von seinem Landesfürsten verliehen. Anfang November 1901 verlieh ihm seine Alma mater, die Technische Hochschule in Karlsruhe, die Würde eines Ehrendoktors. Ende August 1904 wurde er Mitglied der Preußischen Akademie der Wissenschaften. Die silberne Verdienstmünze um das Bauwesen erhielt Zimmermann Ende Januar 1899, die goldene Ende Januar 1903.

Der Eintritt in den Ruhestand gab Zimmermann die Aussicht, noch besser als bisher sich akademischen Arbeiten widmen zu können, an denen er besondere Freude hatte. Wenn auch der Gang und die Folgen des Weltkrieges zeitweise seine Arbeitsfreudigkeit darnieder hielten, so brachte ihn doch eine liebgewordene Gewohnheit bald wieder zur seelischen und körperlichen Rüstigkeit zurück: das Wandern und das Herumklettern in den Bergen. Alljährlich leistete er sich eine längere Ausspannung für diese körperliche Betätigung. Mit 52 Jahren begann er Bergsteiger zu werden, und als 60jähriger bestieg er noch den Montblanc.

Fast alle Gipfel der Ostalpen — manch schwierige doppelt — hat er bestiegen, die Dolomiten, dann die Hauptgipfel der West- und Zentralschweiz. In der Luftschiffahrt war Zimmermann Berater und selbst Führer. Zeppelin war er Ratgeber im Bau von Luftschiffen und Hallen.

In sehr nahen Beziehungen stand Zimmermann seit je zu den Brückenbauern. Seit 1907, seit seiner Gründung, gehört er dem Versuchsausschuß des Eisenbauverbandes an, an dessen Arbeiten er lebhaftesten Anteil nimmt. Namentlich die Versuche über und um das Wesen der Knickfestigkeit füllen einen Hauptteil seiner Forschertätigkeit aus, und der Verband wie die Versuchsanstalt in Berlin-Dahlem verdanken eine Menge von Anregungen seiner lebhaften Mitarbeit. In einer großen Zahl von Sitzungsberichten der Preußischen Akademie der Wissenschaften, hat Zimmermann seine Ansichten über das Knickproblem niedergelegt, und es scheint, daß er noch viele dieser klaren und geistig hochstehenden Arbeiten uns bescheren wird. Es ist eine Freude zu sehen, wie diese Versuche und Untersuchungen den alten Mann immer wieder zu neuen Forschungen und Arbeiten anregen und seine große Liebe zur technischen Wissenschaft dartun[1]).

Eine ganz besondere Anerkennung und größte Freude bereitete Zimmermann die Verleihung der Denkmünze, die der Verein deutscher Ingenieure jedes Jahr an hervorragende Männer der Technik erteilt, der Grashof-Denkmünze. Wurde er dadurch doch seinem alten Lehrer an der Karlsruher Hochschule als gleich würdig erachtet, er, der vielleicht beste Schüler Grashofs, der wie kein anderer im Geiste des Meisters weiterarbeitete und weiterforschte. Die Ehrung erfolgte anläßlich der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Ingenieure am 1. Juni 1924 in Hannover. Zimmermann hat sich für diese Auszeichnung durch eine besondere und dem V. D. I. gewidmete Arbeit dankbar erwiesen durch seine Schrift: „Zur Relativitätslehre, Gedanken eines Technikers". In gemeinverständlicher Darstellung behandelte Zimmermann in dieser Schrift die Grundlagen und Ergebnisse der Relativitätslehre, soweit sie von Bedeutung für die Technik ist. Beispiele erläutern die relativen Begriffe von Länge und Zeit, Kraft und Masse, Geschwindigkeit und Schwere. In geradezu reizender Ausdrucksweise weiß Zimmermann dem Ingenieur die Grenzen seiner Begriffe über relative Verhältnisse darzutun, verbunden mit einer leisen Ironie gegenüber der Welt der Nurrelativitätstheoretiker.

So sehen wir Zimmermann am Abschluß einer langen arbeitssamen und erfolgreichen Lebensspanne, aber noch frisch an Körper und Geist, ein Vorbild reichen Schaffens, reichen Wirkens und erfolgreichen Forschens. Möge er noch viele weitere Jahre in dieser Rüstigkeit uns als Freund, Lehrer und Berater zur Seite stehen, uns Ingenieuren und Technikern einer schweren und qualvollen Zeit. Gerade jetzt sind uns Männer wie Zimmermann ein Freund und Vorbild, besonders vonnöten. Und darum unseren aufrichtigen und herzlichsten Glückwunsch zum 80. Geburtstage, ein „Glückauf" zu weiterem erfolgreichen Wirken und Schaffen.

Sterkrade, den 6. Dezember 1925. Dr. Bohny.

[1]) Siehe hierzu den nachfolgenden Aufsatz.

ÜBER DIE BEDEUTUNG ZIMMERMANNS ALS FORSCHER.

In diesen Tagen begeht Dr.-Ing. Dr. H. Zimmermann, Wirklicher Geheimer Oberbaurat, in voller Schaffensfrische seinen 80. Geburtstag. Der Tag ist wie kein anderer geeignet, der Lebensarbeit dieses Mannes zu gedenken, dem es beschieden gewesen ist, einer der Führer zu werden, die die deutschen Bauingenieurwissenschaften in einer Epoche glänzender Entwicklung zur gegenwärtigen Stufe theoretischer Erkenntnis gebracht haben. Selten hat ein Mann mitten in verantwortlicher ingenieurtechnischer Tätigkeit seine Liebe zur Wissenschaft derart bewiesen, wie es Zimmermann mit einer großen Zahl wertvoller, grundlegender Arbeiten getan hat. Damit hat er nicht allein dazu beigetragen, die Grenzpfähle wissenschaftlicher Erkenntnis weiter zu rücken, sondern dem Ingenieur diejenige Achtung zu erkämpfen, deren er sich heute erfreut und die immer nur der Lohn erfolgreicher, wissenschaftlicher Leistungen sein wird. Keiner konnte das Erbe Schwedlers, des Altmeisters des deutschen Brückenbaues würdiger verwalten, keiner konnte es besser fördern und weiterführen als dies Zimmermann in seiner Tätigkeit als Referent der preußisch-hessischen Staatseisenbahn, des größten technischen Unternehmens der Welt getan hat. Diese Verdienste sind von anderer Seite gewürdigt worden.

Meine Aufgabe soll darin bestehen, auf die Bedeutung der wissenschaftlichen Arbeiten hinzuweisen, die Zimmermann im Laufe der letzten Jahrzehnte veröffentlicht hat und die im wesentlichen als Sitzungsberichte der Preußischen Akademie der Wissenschaften erschienen sind. Sie werden durch eine Reihe von Aufsätzen in den bekannten technischen Zeitschriften ergänzt.

Zimmermann hat seinen Namen in der Wissenschaft durch die Berechnung des Eisenbahnoberbaues begründet, die im Jahre 1888 erschienen ist. Auf Untersuchungen Schwedlers aufbauend gelang es ihm, die Integration der hierbei auftretenden Differentialgleichung in einer für die Anwendung geeigneten Form durchzuführen und derart auszubauen, daß sie mit Hilfe der beigefügten Tabellen allgemein als Grundlage für Oberbauberechnungen gedient hat. Er hat auch der weiteren Entwicklung dieses Gebiets stets seine Aufmerksamkeit gewidmet und das Versuchswesen begründet, daß bei den Mängeln unserer Erfahrungsgesetze jede technische Entwicklung begleiten muß.

Zimmermanns Abhandlung über Raumfachwerke, die 1901 erschien, bildet eine Zusammenfassung seiner Arbeiten, die durch den Entwurf der Kuppel des Reichstagsgebäudes bekannt geworden sind. Auch hier ist es ihm gelungen, auf Grund theoretischer Erkenntnis der Konstruktion neue Wege zu weisen und seinen Namen dauernd mit der Geschichte des Eisenbaues zu verbinden.

Mit dem Eintritt Zimmermanns in die Preußische Akademie der Wissenschaften beginnt eine umfangreiche wissenschaftliche Tätigkeit auf einem eng umgrenzten Gebiet, daß durch die ungeahnte Entwicklung des Eisenbaues und die Kühnheit des Entwurfs zunehmende Bedeutung erlangte, dessen Erforschung und wissenschaftliche Durchdringung geradezu die Voraussetzung dieser Entwicklung geworden ist. Die Ausbildung des Tragwerks von Brücken- und Hochbaukonstruktionen rückte die Bedeutung labiler Gleichgewichtszustände der in Stabzügen auftretenden äußeren und inneren Kräfte in den Vordergrund. Mehrere Bauunfälle von großer Tragweite drohten die Entwicklung zu hemmen, so daß die Technik und insbesondere der Eisenbau Zimmermann großen Dank schulden, daß er mit der Erfahrung des Ingenieurs, mit dem Rüstzeug des mathematisch gebildeten Forschers seine der Erholung bestimmte Zeit darauf verwendete, die Frage des Ausknickens beliebig belasteter Stäbe und Stabzüge in einer Weise zu klären, daß der Konstrukteur heute diesen Fragen mit sehenden Augen gegenübertreten kann.

Die Bearbeitung der Knickfragen ist über zwei Jahrzehnte ausgedehnt. Vor mir liegen 13 Originalabhandlungen, die eine ständige Erweiterung der Problemstellung bedeuten und sie immer tiefer durchdringen. Die wichtigsten Teile und Ergebnisse sind in einer Abhandlung zusammengefaßt, die sich unter dem Titel „Knickfestigkeit der Stabverbindungen" an den Ingenieur wendet und ihm die Ergebnisse der Forschung unter Zurückstellung des mathematischen Inhalts nahebringt. Sie wird wesentlich dazu beitragen, die Arbeit des Forschers der Praxis nutzbar zu machen und durch die klare Sprache, die Schärfe der Beweisführung für die Weiterbildung theoretischer Erkenntnis Bedeutung gewinnen. Diese Schriften Zimmermanns bedeuten allein eine Lebensarbeit, die seinen Namen in der Geschichte der deutschen Technik unsterblich machen wird.

Es ist nicht uninteressant, die Entwicklung zu betrachten, die sich durch die Reihenfolge der Arbeiten Zimmermanns über Knickfestigkeit ergibt. Sie werden durch eine im wesentlichen mathematische Abhandlung eingeleitet, in der ein gerader Stab untersucht wird, der in seiner ganzen Länge ununterbrochen quer zur Achse gestützt und mit beliebig gerichteten Kräften belastet ist. Ihr folgt eine Abhandlung über Knickfestigkeit eines Stabes mit elastischer Querstützung, die im wesentlichen die Auswertung der mathematischen Ergebnisse umfaßt, wobei die Knickbedingungen derart umgeformt werden, daß sie für die Aufstellung von Tabellen geeignet sind. Diese umfangreiche Rechenarbeit ist in dem für die Anwendung in Betracht kommenden Bereich durchgeführt worden. Die Arbeit deutet schon das Ziel an, daß mit der vorgelegten Problemstellung erfaßt werden soll und in der Beurteilung der Knicksicherheit der Druckgurte offener Brücken besteht. Während hier jedoch die Biegungssteifigkeit der Querrahmen stetig über die Feldlänge verteilt angenommen wird, bieten die beiden folgenden im Jahre 1907 erschienenen Arbeiten: „Die Knicksicherheit des geraden Stabes und des Stabes auf elastischen Einzelstützen mit einer Belastung durch längsgerichtete Kräfte“ eine schärfere Erfassung des Problems. Sie werden durch zwei im Jahre 1909 erschienene Sitzungsberichte der Preußischen Akademie der Wissenschaften ergänzt, in denen die Knickfestigkeit des geraden Stabes mit mehreren Feldern untersucht wird und damit die Knickbedingungen für den Stab mit beliebiger Felderzahl bei willkürlicher Abstufung der Querschnitte und der Belastung in symmetrischer und unsymmetrischer Form angegeben werden. Auch diese Arbeiten tragen im wesentlichen rein wissenschaftlicher Erkenntnis Rechnung. Den Bedürfnissen des Ingenieurs, die eine über das mathematische Kriterium hinausgehende Behandlung des Problems verlangen, trägt Zimmermann mit seiner Arbeit Rechnung, die bereits durch ihren Titel den Zweck, das Anwendungsgebiet dieser Untersuchung umreißt. „Die Knicksicherheit der Druckgurte offener Brücken“ verdient in der Tat die hohe Beachtung des Konstrukteurs. Die wissenschaftlichen Ergebnisse der Sitzungsberichte sind hier verarbeitet, die Anwendung der Ansätze durch beigegebene Tabellen erleichtert und durch Zahlenbeispiele erläutert. Zimmermann hat es verstanden, das in seiner Bedeutung nur zu gefürchtete und oft genug recht wenig verstandene Gebiet dem Leser nahezubringen. Diese Arbeiten bedeuten die Erledigung eines technischen Problems. Die Ergebnisse sind in den Reichsbahnvorschriften verarbeitet und in ihrer Bedeutung anerkannt worden.

Die folgenden Arbeiten erscheinen nach einem Zeitraum von zehn Jahren wiederum als Sitzungsberichte der Preußischen Akademie. Sie behandeln, soweit sie dem Jahre 1921 angehören, die Knickfestigkeit von Stäben mit elastischer Einspannung und den Einfluß des Vorzustandes auf das Knicken gerader Stäbe. Mit der ersten der beiden Arbeiten legt Zimmermann die Grundlage für die letzten vom Standpunkt des Ingenieurs außerordentlich wichtigen Untersuchungen, die sich auf die Knicksicherheit geschlossener Stabzüge beziehen. Die zweite wird durch eine im Jahre 1922 erschienene Schrift ergänzt, in der die technische Seite des Vorzustandes durch Betrachtungen über die Lagerung der Stäbe bei Knickversuchen und deren Fehlerquellen beurteilt werden.

Dieser der Preußischen Akademie vorgelegte Bericht ist durch die umfangreichen Versuche veranlaßt worden, die der Deutsche Eisenbauverband ausgeführt hat, um den Knickvorgang versuchstechnisch zu klären und die hierbei auftretenden Erscheinungen in ihrer Abhängigkeit von der Stützung und Querschnittsgestaltung der Stäbe zu studieren. Bekanntlich spielt die Lagerung der Stäbe als Fehlerquelle und Ursache unerwünschter und unberechenbarer Kraftwirkungen eine wesentliche Rolle. Diese hat Zimmermann in dem Bericht untersucht und ihren Einfluß auf den mechanischen Vorgang mathematisch festgelegt. Die beiden Arbeiten bilden für die Beurteilung der beobachteten Erscheinungen ein wertvolles Hilfsmittel, um manche Vorgänge durch die Beurteilung des Zustandes vor dem Ausknicken durch die Wirkung der Lagerung zu klären und im Sinne der Mechanik zu erfassen.

Zimmermann wendet sich in dem folgenden, ebenfalls 1921 erschienenen Bericht der Preußischen Akademie der Knickfestigkeit von Stäben mit elastischer Einspannung zu. Die Knickbedingungen werden im Gegensatz zu den früheren Untersuchungen mit Hilfe der Knotendrehwinkel formuliert und damit die geeigneten Grundlagen gewonnen, um auch den Stab mit mehreren Feldern und elastischer Einspannung an allen Knotenpunkten zu untersuchen. Sie werden durch zwei Arbeiten erweitert, die die Formänderung gekrümmter Stäbe durch Druck und die Knickfestigkeit von Stäben mit nicht gerader Achse behandeln. Zimmermann nennt diese mit Recht eine Erweiterung der Eulerschen Knicktheorie, welche die von Euler für den geraden Stab abgeleiteten grundlegenden Beziehungen als Sonderfall umschließt. Die Untersuchungen haben sich ebenfalls aus den Knickversuchen des Deutschen Eisenbauverbandes ergeben und liefern die mathematische Grundlage, um die unvermeidbaren Abweichungen der Achse des Versuchsstabes gegen die gerade Linie in Rechnung zu stellen. Zimmermann erbringt den Beweis, daß auch Stäbe mit Formfehlern, wie Anfangs-Krümmungen und Ecken, die von Euler und Lagrange für gerade Stäbe aufgestellten Knickbedingungen erfüllen können. Damit schwinden manche Bedenken, die gegen die Eulersche Theorie erhoben worden sind. Die Voraussetzungen des Ansatzes, die mit dem Begriff des geraden und senkrecht belasteten Stabes verbunden sind, werden durch die Ergebnisse der Zimmermannschen Untersuchung beseitigt. Diese sind in einem im Jahre 1924 erschienenen Sitzungsbericht über Knickfestigkeit des gekrümmten Stabes mit elastischer Einspannung erweitert worden. Damit liegen auch Bedingungsgleichungen für die Knickung eines Stabes allgemeiner Form und Lagerung vor, die den Bedürfnissen der Praxis nach einer einwandfreien Untersuchung der Knicksicherheit zusammenhängender Konstruktionen gerecht zu werden vermag.

Es lag nahe, die allgemeinen für den einzelnen Stab aufgestellten Knickbedingungen dazu zu verwenden, die Knicksicherheit geschlossener Stabzüge zu bestimmen.

Die im Jahre 1910 erschienene zusammenfassende Abhandlung hat diese Knickbedingungen mit dem Nullwerte einer Determinante angegeben. Auch die neue Formulierung der Knickgrenze, die mit Hilfe der Knotendrehwinkel eines Stabes oder Stabzuges erfolgt, kann für die Behandlung offener, ferner aber auch für die Beurteilung der Knicksicherheit geschlossener Stabzüge verwendet werden. Zimmermann hat in diesem Zusammenhange nachgewiesen, daß ein gleichseitiges Stabdreieck mit gleichgroßen Längskräften durch die Berücksichtigung der elastischen Einspannung der Stäbe den $1\frac{1}{2}$ fachen Betrag der Knicksicherheit des einzelnen Stabes erhält. Das Ergebnis hat Zimmermann zu einer eingehenden Untersuchung gleichseitiger Stabringe veranlaßt, die der Preußischen Akademie zu Anfang dieses Jahres vorgelegt worden ist. Die der Knicksicherheit des elastisch eingespannten Stabes gewidmeten Arbeiten sind wiederum in einer besonderen Abhandlung zusammengefaßt worden, der Zimmermann den Titel „Knickfestigkeit von Stabverbindungen“ gegeben hat. Sie bietet dem Leser das Wesentliche der in den Sitzungsberichten der Preußischen Akademie niedergelegten Forschungen. Während hier jedoch auf die Untersuchung der theoretischen Zusammenhänge Wert gelegt ist, wird dort die ingenieurtechnische Anwendung in den Vordergrund gestellt. Den theoretischen Darlegungen sind Rechenvorschriften beigegeben, nach denen die Knicksicherheit biegungssteifer beliebig gestützter offener und geschlossener 3- und 4seitiger Rahmen berechnet wurde. Ihre Verwendung ist durch wertvolle Tabellen erleichtert worden.

Als vorläufiger Abschluß der Arbeiten liegt eine Abhandlung über den Begriff der Knickgrenze vor. Sie ist durch die Erweiterung der Erkenntnis über das Ausknicken von Stäben begründet, wie sie durch ihren Verfasser herbeigeführt worden ist. Die Untersuchung labiler Gleichgewichtsformen

gekrümmter und elastisch eingespannter Stabzüge führt naturgemäß zu einer Erweiterung der Definition, die zunächst allein dem geraden Stab galt. Während bisher die Knickgrenze dadurch definiert wurde, daß die Formänderungen unbestimmt waren, ist sie nach der Darlegung Zimmermanns durch die Verallgemeinerung des Problems erst dadurch einwandfrei festgelegt, daß der Stab oder Stabzug bei Erreichung der Knickgrenze der Formänderung keinen Widerstand entgegensetzt.

In der Gegenwart sind diese Probleme auch von anderen Forschern, u. a. von Bleich, Wien, und namentlich von Mises, Berlin, behandelt worden, so daß heute die Stabilitätsbedingungen von Stab- und Fachwerken als geklärt angesehen werden können. Zimmermann gebührt als unbestrittenes Verdienst, bereits vor Jahren brauchbare Lösungen dieser für das Ingenieurbauwesen wichtigen Probleme gegeben zu haben.

Dr.-Ing. K. Beyer.

BEITRAG ZUR BERECHNUNG VON BEHÄLTERBÖDEN UND STÜTZEN.

Von Dipl.-Ing. W. Clemens, Berlin-Friedenau.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 996.)

Unmittelbare Berechnung der Lagerkräfte des in Abb. 12 dargestellten Sonderfalles.

Hierbei ist zu beachten, daß das Moment M einem der beiden ihm benachbarten Felder als Belastung zuzuweisen ist, wobei das andere der beiden Felder als unbelastet zu gelten hat. Man hat sich also auch hier das Moment M nicht über, sondern dicht neben dem Stützpunkt angreifend zu denken. Welchem der beiden Felder das Moment M zugeteilt wird, ist für die Berechnung der Lagerkräfte gleichgültig. Beide Auffassungen führen zu gleichen Ergebnissen.

Abb. 12.

Die Rechnung soll für die Auffassung, daß M zum linken Feld gehört, durchgeführt werden (Abb. 13).

Abb. 13.

Für das 1. und 2. Feld lautet die Clapeyronsche Gleichung:

$$M_A l + 2 M_C \cdot 2 l + M_D l = -6\left(\frac{L_0}{l} + \frac{R_2}{l}\right)$$

Abb. 14a.

Abb. 14b.

Hierin ist:

$$M_A = 0$$

$$L_0 = +M \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{2}{3} l$$

$$= +\frac{M l^2}{3} \text{ (Abb. 14 a u. b.)}$$

$$R_2 = 0$$

Hiermit:

$$4 M_C l + M_D l = -6 \cdot \frac{M l^2}{3} \cdot \frac{1}{l} = -2 M l$$

(I) $$4 M_C + M_D = -2 M$$

Für das 2. und 3. Feld wird:

(II) $$M_C l + 4 M_D l = 0; \quad M_C + 4 M_D = 0$$

Aus I und II ergibt sich:

$$M_C = -\frac{8}{15} M; \quad M_D = +\frac{2}{15} M$$

Vergleiche oben die allgemeinen Ausdrücke für M_C und M_D, wenn darin $l_1 = l_2 = l_3 = l$ und $a = l$ gesetzt wird:

Aus der oben angeführten Gleichung für den Lagerdruck ergibt sich:

$$A = +\frac{7}{15} \cdot \frac{M}{l}; \quad C = +\frac{3}{15} \cdot \frac{M}{l}; \quad D = -\frac{12}{15} \cdot \frac{M}{l}; \quad B = +\frac{2}{15} \cdot \frac{M}{l}$$

Diese Ergebnisse sind in Abb. 15 zusammengestellt, dazu Querkraft- und Momentenfläche.

Wird die entsprechende Rechnung für die Auffassung, daß das Moment M zu seinem rechten Nachbarfeld gehört, durchgeführt, so zeigt sich, während die erhaltenen Ausdrücke für M_D, A, C, D und B mit den vorstehenden übereinstimmen, für M_C eine Abweichung. Es wird $M_C = +\frac{7}{15} M$.

Bei der ersten Auffassung — M links vom Stützpunkt C — ist das Stützenmoment M_C das Balkenmoment im dicht rechts von M gelegenen Querschnitt, in welches die im rechten Balkenteil herrschenden Biegungsmomente an M bzw. an dem das Moment M übertragenden Bauwerkteil (Wand, Konsole) sich gewissermaßen „totlaufen". Bei der zweiten Auffassung — M rechts vom Stützpunkt — ist M_C das links von M bestehende Moment, in welches die linken Balkenmomente auslaufen.

Abb. 15a.

Abb. 15b.

Abb. 15c.

Es herrschen an der Angriffstelle des Momentes M, d. h. dicht links und dicht rechts von ihm, in dem Tragkörper zwei nach Größe und Vorzeichen (Krümmungsrichtung) verschiedene Biegungsmomente $\left(+\frac{7}{15} M \text{ und } -\frac{8}{15} M\right)$, die durch das äußere Moment M bzw. durch den es übertragenden Bauteil von einander getrennt, oder besser miteinander verbunden, ineinander übergeführt werden. Auf der rechten Seite zieht der Bauteil die oberen Fasern des Balkens und drückt die unteren, auf der linken drückt er die oberen und zieht die unteren. Der Balken erfährt somit auf den beiden Seiten des Bauteils zwei entgegengesetzte Beanspruchungen, zu deren Aufnahme er bzw. die beiderseits an den Bauteil anschließenden Querschnitte durch entsprechende Ausbildung des Tragkörpers

befähigt sein müssen, was bei seiner Ausführung in Eisenbeton von besonderer Wichtigkeit ist.

Wie die Momentenfläche zeigt, springt über der Stütze C das Biegungsmoment des Balkens, ähnlich wie in einem von lotrechten Kräften belasteten Balken die Querkraft an dem Angriffspunkt einer Einzellast, und zwar von $+\frac{7}{15}$M auf $-\frac{8}{15}$M, wobei die absoluten Beträge einander zu M ergänzen.

Es läßt sich für die Berechnung der durch ein äußeres Moment in einem durchlaufenden Balken erzeugten Stützenmomente eine in der Form den von Clapeyron für gleichmäßig verteilte, für Einzel- und für Streckenlasten aufgestellten Gleichungen entsprechende Dreimomentengleichung ableiten.

Abb. 16a.

Abb. 16b.

Abb. 16c.

Allgemeine Clapeyronsche Dreimomentengleichung:

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6\left(\frac{L_0}{l_1} + \frac{R_2}{l_2}\right)$$

Nach Abb. 16a—c ist:

$$L_0 = \frac{M_I}{l_1} a_1 \frac{a_1}{2} \cdot \frac{2}{3} a_1 - \frac{M_I}{l_1}(l_1 - a_1)\frac{l_1 - a_1}{2}\left(a_1 + \frac{l_1 - a_1}{3}\right)$$

$$= -\frac{M_I}{6}(l_1^2 - 3 a_1^2)$$

$$R_2 = -\frac{M_{II}}{l_2}(l_2 - a_2)\frac{l_2 - a_2}{2}\left(a_2 + \frac{l_2 - a_2}{3}\right) + \frac{M_{II}}{l_2} a_2 \frac{a_2}{2} \cdot \frac{2}{3} a_2$$

$$= -\frac{M_{II}}{6}(l_2^2 - 3 a_2^2)$$

Eingesetzt ergibt sich:

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2$$

$$= -6\left[\frac{1}{l_1}\left(-\frac{M_I}{6}\right)(l_1^2 - 3 a_1^2) + \frac{1}{l_2}\left(-\frac{M_I}{6}\right)(l_2^2 - 3 a_2^2)\right]$$

Hieraus:

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = M_I \frac{l_1^2 - 3 a_1^2}{l_1} + M_{II} \frac{l_2^2 - 3 a_2^2}{l_2}$$

oder:

$$= M_I l_1 \left(1 - 3\frac{a_1^2}{l_1^2}\right) + M_{II} l_2 \left(1 - 3\frac{a_2^2}{l_2^2}\right)$$

Die Ergebnisse der Anwendung dieser Formel auf verschiedene Balken und Belastungsfälle sind in der Tabelle zusammengestellt. Bezüglich der Einflußlinien siehe auch den Aufsatz von Dr. techn. Ingenieur O. Fröhlich in Beton und Eisen XVI. Jahrgang 1917, S. 256. Für die Gleichungen der Tabelle ist der Koordinatennullpunkt im linken Trägerende, + x nach rechts und + y nach unten angenommen. Der Abstand a, der die Stellung des äußeren Momentes M angibt, ist stets von der jeweils links von M gelegenen Stütze gemessen.

Es sind noch andere Berechnungsweisen möglich, jedoch ist das von der Clapeyronschen Grundgleichung ausgehende, zumal ein die soeben abgeleitete Formel benutzendes Verfahren das kürzeste.

Tabelle der Wirkungen eines äußeren Momentes.

Belastungsfall	Lagerkräfte und Biegungsmomente	Gleichung der Biegungslinie
Momentenfläche	$A = 0$ Gebiet A—C: $M_x = -M$ Gebiet C—B: $M_x = 0$	Gebiet A—C: $y = \frac{M l^2}{2 E J} \cdot \frac{x^2}{l^2}$ Gebiet C—B: $y = \frac{M}{2 E J}(l - a)^2\left(2\frac{x}{l - a} - 1\right)$
Querkraftfläche Momentenfläche	$A = \frac{M}{l}$ $B = -\frac{M}{l}$ Gebiet A—C: $M_x = M\frac{x}{l}$ Gebiet C—B: $M_x = -M\left(1 - \frac{x}{l}\right)$	Gebiet A—C: $y = \frac{M l^2}{6 E J}\left[-\frac{x^3}{l^3} - \frac{x}{l}\left(2 - 6\frac{a}{l} + 3\frac{a^2}{l^2}\right)\right]$ Gebiet C—B: $y = \frac{M l^2}{6 E J}\left[-\frac{x^3}{l^3} + 3\frac{x^2}{l^2} - \frac{x}{l}\left(2 + 3\frac{a^2}{l^2}\right) + 3\frac{a^2}{l^2}\right]$
Querkraftfläche Momentenfläche	$A = \frac{M}{l}$ $B = -\frac{M}{l}$ $M_x = -M\left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$y = \frac{M l^2}{6 E J}\left(-\frac{x^3}{l^3} + 3\frac{x^2}{l^2} - 2\frac{x}{l}\right)$

Belastungsfall	Lagerkräfte und Biegungsmomente	Gleichung der Biegungslinie
a, M, A, D, C, B, l, l Querkraftfläche Momentenfläche	$A = \frac{M}{4\,l}\left(5 - 3\frac{a^2}{l^2}\right)$ $C = -\frac{M}{4\,l}\left(6 - 6\frac{a^2}{l^2}\right)$ $B = \frac{M}{4\,l}\left(1 - 3\frac{a^2}{l^2}\right)$ Gebiet A—D: $M_x = \frac{M}{4}\cdot\frac{x}{l}\left(5 - 3\frac{a^2}{l^2}\right)$ Gebiet D—C: $M_x = \frac{M}{4}\left[\frac{x}{l}\left(5 - 3\frac{a^2}{l^2}\right) - 4\right]$ Gebiet C—B: $M_x = \frac{M}{4}\left(3\frac{a^2}{l^2} - 1\right)\left(\frac{x}{l} - 2\right)$	Gebiet A—D: $y = \frac{M\,l^2}{24\,E\,J}\left[\frac{x^3}{l^3}\left(5 - 3\frac{a^2}{l^2}\right) + \frac{x}{l}\left(7 - 24\frac{a}{l} + 15\frac{a^2}{l^2}\right)\right]$ Gebiet D—C: $y = \frac{M\,l^2}{24\,E\,J}\left[\frac{x^3}{l^3}\left(5 - 3\frac{a^2}{l^2}\right) - 12\frac{x^3}{l^3} + \frac{x}{l}\left(7 + 15\frac{a^2}{l^2}\right) - 12\frac{a^2}{l^2}\right]$ Gebiet C—B: $y = \frac{M\,l^2}{24\,E\,J}\left(3\frac{a^2}{l^2} - 1\right)\left(\frac{x^3}{l^3} - 6\frac{x^2}{l^2} + 11\frac{x}{l} - 6\right)$
M, A, C, B, l, l Querkraftfläche $\frac{5}{4}\frac{M}{l}$, $\frac{1}{4}\frac{M}{l}$ Momentenfläche M, $\frac{M}{4}$	$A = \frac{5}{4}\cdot\frac{M}{l}$ $C = -\frac{6}{4}\cdot\frac{M}{l}$ $B = \frac{1}{4}\cdot\frac{M}{l}$ Gebiet A—C: $M_x = \frac{M}{4}\left(5\frac{x}{l} - 4\right)$ Gebiet C—B: $M_x = \frac{M}{4}\left(2 - \frac{x}{l}\right)$	Gebiet A—C: $y = \frac{M\,l^2}{24\,E\,J}\left(5\frac{x^3}{l^3} - 12\frac{x^2}{l^2} + 7\frac{x}{l}\right)$ Gebiet C—B: $y = \frac{M\,l^2}{24\,E\,J}\left(-\frac{x^3}{l^3} + 6\frac{x^2}{l^2} - 11\frac{x}{l} + 6\right)$
M, A, C, B, l, l Querkraftfläche $\frac{1}{2}\frac{M}{l}$ Momentenfläche $\frac{M}{2}$, $\frac{M}{2}$	$A = \frac{1}{2}\cdot\frac{M}{l}$ $C = 0$ $B = -\frac{1}{2}\cdot\frac{M}{l}$ Gebiet A—C: $M_x = \frac{M}{2}\cdot\frac{x}{l}$ Gebiet C—B: $M_x = -\frac{M}{2}\left(2 - \frac{x}{l}\right)$	Gebiet A—C: $y = \frac{M\,l^2}{12\,E\,J}\left(\frac{x^3}{l^3} - \frac{x}{l}\right)$ Gebiet C—B: $y = \frac{M\,l^2}{12\,E\,J}\left(\frac{x^3}{l^3} - 6\frac{x^2}{l^2} + 11\frac{x}{l} - 6\right)$
a, M, A, E, C, D, B, l, l, l Querkraftfläche Momentenfläche	$A = \frac{M}{15\,l}\left(19 - 12\frac{a^2}{l^2}\right)$ $C = -\frac{M}{15\,l}\left(24 - 27\frac{a^2}{l^2}\right)$ $D = \frac{M}{15\,l}\left(6 - 18\frac{a^2}{l^2}\right)$ $B = -\frac{M}{15\,l}\left(1 - 3\frac{a^2}{l^2}\right)$ Gebiet A—E: $M_x = \frac{M}{15}\cdot\frac{x}{l}\left(19 - 12\frac{a^2}{l^2}\right)$ Gebiet E—C: $M_x = \frac{M}{15}\left[\frac{x}{l}\left(19 - 12\frac{a^2}{l^2}\right) - 15\right]$ Gebiet C—D: $M_x = -\frac{M}{15}\left[\frac{x}{l}\left(5 - 15\frac{a^2}{l^2}\right) + 27\frac{a^2}{l^2} - 9\right]$ Gebiet D—B: $M_x = \frac{M}{15}\left[\frac{x}{l}\left(1 - 3\frac{a^2}{l^2}\right) + 9\frac{a^2}{l^2} - 3\right]$	Gebiet A—E: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\left[\frac{x^3}{l^3}\left(19 - 12\frac{a^2}{l^2}\right) + \frac{x}{l}\left(26 - 19\frac{a}{l} + 57\frac{a^2}{l^2}\right)\right]$ Gebiet E—C: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\left[\frac{x^3}{l^3}\left(19 - 12\frac{a^2}{l^2}\right) - 45\frac{x^2}{l^2} + \frac{x}{l}\left(26 + 57\frac{a^2}{l^2}\right) + 69\frac{a^2}{l^2}\right]$ Gebiet C—D: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\left(3\frac{a^2}{l^2} - 1\right)\left(5\frac{x^3}{l^3} - 27\frac{x^2}{l^2} + 46\frac{x}{l} - 24\right)$ Gebiet D—B: $y = -\frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\left(3\frac{a^2}{l^2} - 1\right)\left(\frac{x^3}{l^3} - 9\frac{x^2}{l^2} + 26\frac{x}{l} - 24\right)$

Belastungsfall	Lagerkräfte und Biegungsmomente	Gleichung der Biegungslinie
Querkraftfläche Momentenfläche	$A = \frac{M}{15\,l}\left(7 - 24\frac{a}{l} + 15\frac{a^2}{l^2}\right)$ $C = \frac{M}{15\,l}\left(3 + 54\frac{a}{l} - 45\frac{a^2}{l^2}\right)$ $D = -\frac{M}{15\,l}\left(12 + 36\frac{a}{l} - 45\frac{a^2}{l^2}\right)$ $B = \frac{M}{15\,l}\left(2 + 6\frac{a}{l} - 15\frac{a^2}{l^2}\right)$ Gebiet A—C: $M_x = \frac{M}{15}\cdot\frac{x}{l}\left(7 - 24\frac{a}{l} + 15\frac{a^2}{l^2}\right)$ Gebiet C—E: $M_x = \frac{M}{15}\left[10\frac{x}{l}\left(1 + 3\frac{a}{l} - 3\frac{a^2}{l^2}\right) - 3\left(1 + 18\frac{a}{l} - 15\frac{a^2}{l^2}\right)\right]$	Gebiet A—C: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\left(7 - 24\frac{a}{l} + 15\frac{a^2}{l^2}\right)\left(\frac{x^3}{l^3} - \frac{x}{l}\right)$ Gebiet C—E: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\left[10\frac{x^3}{l^3}\left(1 + 3\frac{a}{l} - 3\frac{a^2}{l^2}\right) - 9\frac{x^2}{l^2}\left(1 + 18\frac{a}{l} - 15\frac{a^2}{l^2}\right) + 2\frac{x}{l}\left(1 + 93\frac{a}{l} - 75\frac{a^2}{l^2}\right) - 3\left(1 + 18\frac{a}{l} - 15\frac{a^2}{l^2}\right)\right]$
Querkraftfläche Momentenfläche	$A = \frac{19}{15}\cdot\frac{M}{l}$ $C = -\frac{24}{15}\cdot\frac{M}{l}$ $D = \frac{6}{15}\cdot\frac{M}{l}$ $B = -\frac{1}{15}\cdot\frac{M}{l}$ Gebiet A—C: $M_x = \frac{M}{15}\left(19\frac{x}{l} - 15\right)$ Gebiet C—D: $M_x = \frac{M}{15}\left(9 - 5\frac{x}{l}\right)$ Gebiet D—B: $M_x = -\frac{M}{15}\left(3 - \frac{x}{l}\right)$	Gebiet A—C: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\left(19\frac{x^3}{l^3} - 45\frac{x^2}{l^2} + 26\frac{x}{l}\right)$ Gebiet C—D: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\left(-5\frac{x^3}{l^3} + 27\frac{x^2}{l^2} - 46\frac{x}{l} + 24\right)$ Gebiet D—B: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\left(\frac{x^3}{l^3} - 9\frac{x^2}{l^2} + 26\frac{x}{l} - 24\right)$
Querkraftfläche Momentenfläche	$A = \frac{7}{15}\cdot\frac{M}{l}$ $C = \frac{3}{15}\cdot\frac{M}{l}$ $D = -\frac{12}{15}\cdot\frac{M}{l}$ $B = \frac{2}{15}\cdot\frac{M}{l}$ Gebiet A—C: $M_x = \frac{M}{15}\,7\frac{x}{l}$ Gebiet C—D: $M_x = \frac{M}{15}\,2\left(5\frac{x}{l} - 9\right)$ Gebiet D—B: $M_x = \frac{M}{15}\,2\left(3 - \frac{x}{l}\right)$	Gebiet A—C: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\,7\left(\frac{x^3}{l^3} - \frac{x}{l}\right)$ Gebiet C—D: $y = \frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\,2\left(5\frac{x^3}{l^3} - 27\frac{x^2}{l^2} + 46\frac{x}{l} - 24\right)$ Gebiet D—B: $y = -\frac{M\,l^2}{90\,E\,J}\,2\left(\frac{x^3}{l^3} - 9\frac{x^2}{l^2} + 26\frac{x}{l} - 24\right)$

Einflußlinien.

Einflußlinie für Lagerkraft A.
" " " B wie für A, aber negativ.

Einflußlinie für das Biegungsmoment in beliebig gelegenem Querschnitt

Einflußlinie für A

Einflußlinie für C

Einflußlinie für M_c

Einflußlinie für A

Einflußlinie für C

Einflußlinie für M_x

Einflußlinie für das innere Moment in beliebig gelegenem Querschnitt.

Einflußlinien für Biegungsmoment in beliebigem Querschnitt.

Für Querschnitt im linken Feld.

Für Querschnitt im mittleren Feld.

Bemerkungen zur Tabelle

1. Die Momentenflächen zeigen, daß an der Angriffstelle des äußeren Momentes M die absoluten Beträge der beiden dicht links und dicht rechts von M im Balken erzeugten Biegungsmomente sich zu M ergänzen.

2. Eingespannter Balken.

Die zweite Abgeleitete der Gleichung der Biegungslinie des Gebietes AC lautet:

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{M}{E J}.$$

Sie sagt, daß $\frac{1}{\varrho}$ und damit ϱ, der Krümmungshalbmesser, konstant, die Biegungslinie also ein Kreis ist.

Die Senkung eines im Abstand $b < l - a$ von A gelegenen Punktes D beträgt $(x = b)$:

$$y_D = \frac{M}{2 E J} b^2$$

Ebenso groß ist die Senkung dieses Punktes, wenn M in ihm angreift $(x = l - a = b)$. Hieraus die Regel: Die Senkung eines zwischen der Einspannstelle und dem Angriffspunkt des Momentes M gelegenen Punktes ist so groß, als wenn M in ihm selbst angriffe. Wandert also M von C in der Richtung nach A, so ändert sich die Höhenlage der Punkte des jeweils zwischen A und dem Angriffspunkt von M befindlichen Balkenteils und somit dessen Krümmungsform nicht. Ein überwanderter Balkenteil geht aus der Krümmung in die Gerade über,

seine Achse streckt sich aus der Kreislinie zu der in dem jeweiligen Angriffspunkt von M an die Krümmung gelegten Tangente, wodurch ihre Punkte sich heben, aber unterhalb des jeweiligen Angriffspunktes von M bleiben. Das für eine Einzellast bestehende Gesetz von der Gegenseitigkeit der — durch das Maß der Senkungen ausgedrückten — Formänderungen gilt für ein äußeres Moment nicht ($\delta_{am} \mp \delta_{ma}$).

Jedoch da bei einem Ortswechsel des Momentes M infolge des Gleichbleibens der Krümmung des jeweils links von M gelegenen Balkenteils auch die Lage der Biegungslinientangente eines Punktes, somit ihr Winkel gegen die Wagerechte sich nicht ändert, und ferner die Senkrechte eines überwanderten Querschnittes die Richtung der im jeweiligen Angriffspunkt von M an die Krümmung gelegten Tangente einnimmt, zeigt sich eine Gegenseitigkeit zwischen den Winkeln der Querschnittsenkrechten (bzw. der Querschnitte selbst). Es ist der Winkel φ der Querschnittsenkrechten in D gegen die eines anderen Querschnitts, z. B. in A, erzeugt durch ein in C angreifendes äußeres Moment M, gleich dem Winkel der Querschnittsenkrechten in C, erzeugt durch das in D angreifende M ($\varphi_{am} = \varphi_{ma}$), so daß die Gegenseitigkeit der durch die Winkel ausgedrückten Formänderungen besteht, und wenn beachtet wird, daß die Arbeit eines Momentes eine Winkeländerung ist, die beiden Formänderungsarbeiten wie bei einer Einzellast einander gleich sind, was für Balken auf zwei und mehr Stützen auch zutrifft.

An Hand der Einflußlinien läßt sich folgendes feststellen:

3. Balken auf 2 Stützen.

Lagerdrücke A u. B konstant, unabhängig von der Stellung des Momentes M.

Biegungsmoment in beliebigem Querschnitt für alle Stellungen des Momentes M links von ihm bzw. rechts von ihm gleichbleibend.

4. Balken auf 3 Stützen.

Lagerkraft A wird zu Null, wenn M im rechten Feld in der Entfernung $\backsim 0{,}423\,l$, genau $\left(1 - \sqrt{\frac{1}{3}}\right) l$ von der Mittelstütze steht. Da die Entstehung von Balkenmomenten im Feld AC von A herrührt, ist zu schließen, daß bei dieser Stellung von M im Feld AC Biegungsmomente nicht auftreten, auch nicht über der Stütze C, was die Einflußlinie für Biegungsmoment in beliebigem Querschnitt und die für M_C bestätigen. Das Feld AC wird von dem Moment M nicht beeinflußt. Der 2-Felder-Balken verhält sich so, als wäre nur das rechte Feld vorhanden. Die Wirkungen von M spielen sich nur in diesem Feld, und zwar (bezüglich Lagerkräfte und Biegungsmomente) wie in einem Balken auf zwei freien Endstützen ab.

5. Balken auf 4 Stützen.

Steht M im rechten Feld, so werden bei $a = \backsim 0{,}423\,l$ die Lagerkräfte A und C und die Stützenmomente M_C und M_D zu Null, so daß bei dieser Stellung von M die Felder AC und CD von M unbeeinflußt bleiben, und umgekehrt die beiden linken Balkenfelder — d. h. die Kontinuität —, auf das rechte keinen Einfluß ausüben, also der Balkenteil DB wiederum sich wie ein selbständiger Balken verhält.

Für M im Mittelfeld und $a = \frac{1}{5}\left(4 - \sqrt{\frac{13}{3}}\right)$ bleibt das linke Balkenfeld unbeansprucht.

Für M im linken Feld und Abstand $a = 0{,}94\,l$ vom Lager A ist $C = 0$. Das bedeutet, daß in einem Balken auf 3 Stützen, dessen linkes Feld doppelt so lang ($2\,l$) als das rechte (l) ist, bei dieser Stellung von M die Mitte des linken Feldes keine Durchbiegung erfährt.

Anwendung der Formeln auf die Ermittlung der Lagerkräfte und Biegungsmomente der Bodenplatte eines auf 4 Tragbalken ruhenden Eisenbetonbehälters von den in Abb. 17 angegebenen Abmessungen.

Gewicht der Platte und der Wände:

$$0{,}15 \cdot 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

Gewicht des Inhalts (Wasser):

$$2{,}0 \cdot 1000 = 2000 \text{ kg/m}^2 \text{ Bodenplatte.}$$

Lagerkraft A bzw. B für 1 lfd. m Tragbalken.

1. Aus Gewichten. Hauptlagerkraft.

a) Wand:	$2{,}0 \cdot 360$	$=$	720 kg
b) Bodenplatte:	$0{,}4\,g\,l = 0{,}4 \cdot 360 \cdot 2{,}0$	$=$	$\backsim$ 290 „
c) Inhalt:	$0{,}4\,p\,l = 0{,}4 \cdot 2000 \cdot 2{,}0$	$=$	1600 „
			2610 kg

2. Aus dem Seitendruck des Inhalts gegen die Wände I u. II Zusatzlagerkraft.

$$\text{Wasserdruck } W = \frac{2{,}0^2}{2} \cdot 1000 = 2000 \text{ kg}$$

$$\text{Moment } M = 2000 \cdot \frac{2{,}0}{3} = \sim 1330 \text{ mkg}$$

Nach obigen Formeln:

$$A = \frac{19}{15} \cdot \frac{M}{l} - \frac{1}{15} \cdot \frac{M}{l} = \frac{6}{5} \cdot \frac{M}{l} = \frac{6}{5} \cdot \frac{1330}{2{,}0} = \backsim +800 \text{ kg}$$

Das sind mehr als 30 % der Lagerkraft aus sämtlichen Gewichten,

mehr als 40 % der Lagerkraft aus Gewicht von Bodenplatte und Inhalt

und 50 % der Lagerkraft aus Gewicht des Inhalts allein.

Gesamtlagerkraft:

$$2610 + 800 = \mathbf{3410} \text{ kg/m}$$

Querschnitt.

Grundriß.

Abb. 17.

Lagerkraft C bzw. D.

1. Aus Gewichten. Hauptlagerkraft:

a) Bodenplatte:	$1{,}1\,g\,l = 1{,}1 \cdot 360 \cdot 2{,}0$	$=$	$\backsim$ 790 kg
b) Inhalt	$1{,}1\,p\,l = 1{,}1 \cdot 2000 \cdot 2{,}0$	$=$	4400 „
			5190 kg

2. Aus dem Seitendruck des Inhalts gegen die Wände I und II. Zusatzlagerkraft:

$$C = -\frac{24}{15} \cdot \frac{M}{l} + \frac{6}{15} \cdot \frac{M}{l} = -\frac{6}{5} \cdot \frac{M}{l} = \sim -800 \text{ kg}$$

Das sind mehr als 15 % der Lagerkraft aus Gewicht von Bodenplatte und Inhalt

und mehr als 18 % der Lagerkraft aus Gewicht des Inhalts allein.

Gesamtlagerkraft: $5190 - 800 = \mathbf{4390}$ **kg/m**

Die Berechnung der Zusatzlagerkräfte erfolgte für einen aus dem Bauwerkganzen losgelöst gedachten 1 m breiten Teil, macht also die Voraussetzung, daß die zu diesem gehörigen beiden Wandteile bzw. die ganzen Wände die Möglichkeit haben, unter dem Druck des Behälterinhalts in der in Abb. 3 c angedeuteten Weise frei auszuweichen, wobei der Seitendruck eine über die ganze Länge der Tragbalken in gleicher Höhe verteilte Belastung von 800 kg/m ausüben würde.

In diesem Ausweichen aber, von dessen Maß die Wirkung des Seitendruckmomentes M auf die Lager abhängt, werden die Wände I und II in zweifacher Weise behindert, und es wird die Zusatzbelastung in ihrer Höhe und der Art ihrer Verteilung verändert.

Der seitliche Anschluß der Wände I und II an die Wände III und IV läßt sie in ihrer Grundrißmitte nicht so stark, als wenn sie frei wären, sich ausbiegen und verhindert an den Seitenkanten das Ausbiegen völlig, was zur Folge hat, daß die Zusatz-

belastung der Tragbalken in ihrer Mitte den errechneten Wert nicht erreicht und nach den Enden hin bis auf Null abnimmt.

Zweitens sind die Wände III und IV, die unter dem Seitendruck des Inhalts, im Grundriß betrachtet, sich nach außen biegen — am oberen Rand stärker, nach dem Behälterboden hin schwächer bis auf Null —, da sie mit den Wänden I und II steifeckig verbunden sind, bestrebt, diese nach innen zu biegen, was deren Ausweichen weiter vermindert.

Es würde sich also für die Tragbalken eine ungleichmäßig verteilte Zusatzbelastung ergeben, die in der Balkenmitte weniger als die errechneten 800 kg/m beträgt und nach den Enden zu bis auf Null abfällt.

Hinzu kommt aber, daß unter dem Gewicht des Behälterinhalts die Balken C und D sich stärker senken als die mit den Wänden in nahem Verband stehenden Balken A und B, und infolgedessen von ihrer unmittelbaren Belastung einen Teil an diese abgeben, und daß die Wände III und IV, unter dem Seitendruck nach Abb. 1 ausweichend, den Behälterboden und mit ihm die Balken C und D nach oben biegen und diese weiter entlasten.

Unter Beachtung des Angeführten dürfte es daher angebracht sein, die Außenbalken A und B als voll mit den errechneten 800 kg/m, und zwar auf der ganzen Länge in gleichbleibender Höhe zusätzlich belastet anzunehmen, und es statthaft sein, in derselben Weise die Zusatzentlastung von 800 kg/m der Innenbalken C und D in die Rechnung einzusetzen.

Biegungsmomente der Bodenplatte.

1. Aus Gewicht der Platte und des Inhalts.

Endfeld:

$$M_{max} = 0{,}08 q\, l^2 = 0{,}08 \cdot (360 + 2000) \cdot 2{,}0^2 = \backsim + 755 \text{ mkg}$$

in 0,8 m Entfernung vom Lager A

Stütze:

$$M = 0{,}1\, q\, l^2 = 0{,}1 \cdot (360 + 2000) \cdot 2{,}0^2 = \backsim - 945 \text{ mkg}$$

Mittelfeld:

$$M_{max} = 0{,}025\, q\, l^2 = 0{,}025 \cdot (360 + 2000) \cdot 2{,}0^2 = \backsim + 240 \text{ mkg}$$

2. Aus dem Seitendruck des Inhalts gegen die Wände I u. II.

Nach den Formeln:

$$M_C = M_D = \frac{4}{15} M - \frac{1}{15} M = + \frac{1}{5} M = \frac{1}{5} \cdot 1330 = \sim + 265 \text{ mkg}$$

Zeichnerische Darstellung und algebraische Addition beider Arten der Biegungsmomente siehe Abb. 18 bis 21.

Abb. 18. Momentenfläche für Eigengewicht der Bodenplatte und Wasser.

Abb. 19. Momentenfläche aus dem Wanddruck.

Abb. 20. Addition der Flächen der Abb. 18 u. 19.

Abb. 21. Auf wagerechte Nullinie bezogene Momentenfläche der Abb. 20.

Ein Vergleich der Abb. 18 und 21 zeigt die durch das Wirken des Seitendrucks herbeigeführten Veränderungen der Biegungsverhältnisse, der Größe und des Vorzeichens der Biegungsmomente der Platte.

NACHRUF FÜR DR.-ING. e. h. FRIEDRICH MEYTHALER.

Im Alter von 57 Jahren ist an einem Herzschlag am 9. November d. J. der Oberbaurat bei der Wasser- und Straßenbaudirektion Karlsruhe, Fr. Meythaler, verschieden. Geboren in Karlsruhe, woselbst er die Schulen besuchte und an der technischen Hochschule Fridericiana seine Fachbildung als Bauingenieur erwarb, wurde er nach abgelegter Staatsprüfung als Ingenieurpraktikant im Jahre 1891 in den Staatsdienst übernommen. Hier fand er seiner Neigung entsprechend ausschließlich Verwendung beim Wasserbau am Rhein und an den Schwarzwaldflüssen. Durch seine Tätigkeit im Bezirk der Rheinbauinspektionen Offenburg und Mannheim konnte er seine praktischen Erfahrungen sammeln und namentlich an letzterem Orte sich mit den Bedürfnissen der Großschiffahrt vertraut machen, welche Beschäftigung ihn später an entscheidender Stelle zu hervorragenden technischen Leistungen befähigte. Zur Zentralverwaltung als Hilfsarbeiter eingezogen, war er berufen, die Einzelheiten des Honsell'schen Entwurfs für die Schiffbarmachung des Oberrheins von Sondernheim bis Straßburg zu bearbeiten und dann dessen Ausbau als Vorstand der Rheinbauinspektion Karlsruhe in den Jahren 1907 bis 1912 durchzuführen. Als äußeres Zeichen der Anerkennung zur Krönung des wohl gelungenen Werks verlieh die technische Hochschule Fridericiana ihrem früheren Hörer die höchste von ihr zu erwerbende Würde, die Ernennung zum Dr.-Ing. e. h. Meythaler wurde dann im Jahre 1919 Mitglied der Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues und übernahm anfangs das Respiciat über die im staatlichen Flußbau befindlichen Schwarzwaldflüsse, später neben der Vorstandsstelle des mit dem Wasserbau eng verbundenen Bureaus für Hydrographie das wichtige Gebiet der Ausnützung der Wasserkräfte des badischen Landes. Hier hatte er Gelegenheit nicht nur zu der Begutachtung für die Genehmigung des Ausbaues privater Anlagen, sondern auch zu praktischer Betätigung bei den großzügigen staatlichen Projekten. Er wirkte ausschlaggebend mit bei dem Ausbau des Murgwerkes und war dann der gegebene sachverständige Berater der später für den Betrieb gegründeten Aktiengesellschaft des Badenwerks, dessen Leitung er als Aufsichtsratsmitglied angehörte. Seine letzte ebenso interessante wie schwierige Aufgabe, die Lösung der Frage der Donauversinkung bei Immendingen, des hier anhängigen Streitfalles zwischen Württemberg und Baden, konnte er leider nicht mehr zu einem guten Ende führen. Allzufrüh ist der einfache, bescheidene Mensch seinem Beruf, der freundliche, liebenswürdige Genosse seinen Freunden und Kollegen und der treusorgende Familienvater seinen Angehörigen entrissen worden. Ein treues Gedenken sichern ihm seine Werke.

Cassinone.

ZUR THEORIE STEIF BEWEHRTER GEWÖLBE.

Ergänzungen zur teilweisen Anhängung des Wölbegewichtes und Ermittlung der günstigsten Bogenform.

Von Privatdozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag.

(Fortsetzung von Seite 1004.)

3. Einfluß der Nachgiebigkeit der Gerüststützen.

Durch die hochgradige statische Unbestimmtheit des Systems gewinnt auch eine geringe Nachgiebigkeit der Gerüststützen einen beträchtlichen Einfluß auf die Lastverteilung; da die Schalung in der ganzen Länge des Bogens an die steifen Gitterbögen angehängt ist, bewirkt jede Stützensenkung eine Vergrößerung des Lastanteiles der Eisenbogen und eine Entlastung des Gerüstes. Diese unvermeidbaren Stützensenkungen sind nur zum geringen Teile elastischer, jedenfalls zum überwiegenden Teile unelastischer Natur, und da diese von Einflüssen abhängen, die einer rechnungsmäßigen Abschätzung nur schwer zugänglich sind, ist es wohl von vornherein unsicher, auf Grund des gegebenen Rüstungsplanes bestimmte Aussagen über ihre Größe zu machen. Einige wertvolle Anhaltspunkte zur ungefähren Ermittlung der wahrscheinlich zu erwartenden Senkungen der Gerüststützen bieten die Regeln, die dafür Herr Prof. Dr. A. Nowak im Handbuch für Eisenbeton, III. Aufl., 2. Bd. „Schalung und Rüstung für Wölbtragwerke" angegeben hat. Es kann sich hier auch gar nicht darum handeln, die durch die tatsächlichen Senkungen der Gerüststützen auftretende Änderung der Lastverteilung zu bestimmen, sondern nur darum, einen Überblick zu gewinnen über die Art der Empfindlichkeit des Tragwerks auf die erwähnten Einflüsse, um dadurch zu Maßnahmen zu gelangen, die der dadurch bedingten Störung der Lastverteilung ein Gegengewicht bieten. Es liegt nahe, die Größe der Stützennachgiebigkeit im Verhältnis der Höhe der einzelnen Joche anzunehmen und für δ_ν folgenden Ansatz zu machen:

$$\delta_\nu = \delta_o \left(1 - \frac{\nu^2}{n^2}\right) + \delta_u \tag{44}$$

wobei δ_o den Anteil des Ober- und δ_u den des Untergerüstes angibt. Die Untersuchung soll sich nun darauf beschränken, für $\delta_o = 1$ cm und $\delta_u = 1$ mm die dadurch hervorgerufene Änderung der Lastverteilung und die zusätzlichen Biegungsspannungen im Eisenbogen zu berechnen. Dabei ist zu beachten, daß bei einer Nachgiebigkeit der Gerüststützen außer einer begrenzten Erhöhung der Spannungen im Eisenbogen keine nachteiligen Erscheinungen auftreten und daß für derartige, einbetonierte Gitterbogen keine höheren Spannungen zugelassen werden als für reine Eisenkonstruktionen, bei welchen durch Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunktsverbindungen, dynamischer Wirkungen der Verkehrslast usf. eine recht beträchtliche Erhöhung der Grundspannungen eintreten kann, welche sich wegen der geringeren Formänderungen einer Eisenbetonkonstruktion und des wesentlich größeren Eigengewichts bei Melanbogen in viel kleineren Grenzen bewegen wird. Daraus ist nun ersichtlich, daß auch bei sorgfältiger Rücksichtnahme auf Einhaltung des üblichen Sicherheitsgrades der Konstruktion nachteilige Schlüsse in bezug auf die Anwendung dieser Anwendung nicht gezogen werden können, um so mehr als durch das in vielen Fällen auch unvermeidbare und unbestimmte Ausweichen der Bogenwiderlager der Einfluß der Nachgiebigkeit der Gerüststützen zum Teil ausgeglichen werden wird.

Übrigens ist es auf die nachfolgend beschriebene Art möglich, sich in ziemlich weitgehendem Maße von der Nachgiebigkeit der Gerüststützen unabhängig zu machen. Wie aus dem bisherigen ersichtlich ist, wird eine Bogenkraft im Eisenbogen erzeugt einmal durch Belastung der Mittelöffnung, zweitens durch die unvermeidbare Stützennachgiebigkeit; die erstere kann beliebig durch die Zahl m beeinflußt werden, der zweite Anteil der Bogenkraft läßt sich bestimmen, wenn die Nachgiebigkeit der Gerüststützen in ihrer Größe bekannt ist. Diese kann nun ohne besondere Schwierigkeiten durch Messungen am Gerüst nach irgend einem Verfahren bestimmt werden, bevor eine Belastung der großen Mittelöffnung in größerem Ausmaße erfolgt, da die endgültigen Jochdrücke (was ihre Größe anbelangt) bereits entstehen, wenn die Kiesfüllung nur in den Streifen A (Abb. 1) aufgebracht wurde; denn eine Vergrößerung derselben beim Aufbringen der Streifen B kann durch allmähliche Belastung der Mittelöffnung durch die abhebende Wirkung der dabei entstehenden Bogenkraft wettgemacht werden. Die größten Stützensenkungen sind folglich entstanden, bevor die Mittelöffnung wesentlich belastet ist. Mißt man dieselbe hauptsächlich an den mittleren Jochen, so kann bei Annahme parabolischen Abklingens derselben gegen die Bogenkämpfer, auf nachfolgende Art die Änderung der Lastverteilung durch die in ihrer Größe nun bekannte Stützennachgiebigkeit berechnet werden. Mit Hilfe eines Diagrammes, das die Abhängigkeit der Bogenkraft von der Größe m zeigt (Abb. 1) ist nun leicht diejenige verkleinerte Zahl m′ zu bestimmen, welche zusammen mit der Nachgiebigkeit der Gerüststützen den gewünschten Anhängungsgrad erzielen läßt. Trotzdem ist sorgfältige bauliche Ausbildung des Lehrgerüstes, in der Forderung, daß die Eindringungstiefe der Jochpfähle bei der letzten Hitze höchstens 1 cm betragen darf, in der Vermeidung von Stempeldrücken auf Holz senkrecht zur Faserrichtung oder wenigstens dort Einschaltung von druckverteilenden Hartholzeinlagen oder Eisenschuhen usf. anzustreben diese Senkungen so viel als möglich einzuschränken.

Aus allen hier angeführten Gründen wird es nun wohl als zulässig bezeichnet werden können, die durch Stützensenkungen, Widerlagerverschiebungen, Temperaturänderung, Schwinden des Betons erzeugte Spannungsänderung im Eisenbogen nicht in die zulässigen Spannungen einzurechnen, sondern diese den Nebenspannungen bei reinen Eisenkonstruktionen gleichzustellen.

Tritt an einer bestimmten Stütze eine Senkung derselben um den Betrag δ_ν auf, so berechnen sich die Verdrehungen

Abb. 2.

der Stabachsen der angrenzenden Glieder der Gelenkskette nach Abb. 2 mit:

$$\Delta\varphi_{\nu+1} = \frac{\delta_\nu \cos\varphi_{\nu+1}}{\lambda \sec\varphi_{\nu+1}} + \frac{\delta_\nu \operatorname{tg}\varphi_{\nu+1} \sin\varphi_{\nu+1}}{\lambda \sec\varphi_{\nu+1}} = \frac{\delta_\nu}{\lambda}$$

$$\Delta\varphi_\nu = \frac{\delta_\nu \sec\varphi_\nu}{\lambda \sec\varphi_\nu} = \frac{\delta\nu}{\lambda}$$

und infolge der benachbarten Stützensenkungen $\delta_{\nu-1}$, δ_ν, $\delta_{\nu+1}$

ergeben sich an der Stelle v Verdrehungen der Kettenglieder von der Größe:

$$\tau^b_{\nu+1,s} = -\frac{\delta_\nu}{\lambda} + \frac{\delta_{\nu+1}}{\lambda}$$

$$\tau^a_{\nu s} = -\frac{\delta_\nu}{\lambda} + \frac{\delta_{\nu-1}}{\lambda}$$

und es ergibt sich das Belastungsglied der Elastizitätsgleichungen genau so wie beim durchlaufenden Träger auf gleich hohen Stützen:

$$\tau^b_{\nu+1,s} + \tau^a_{\nu s} = \frac{1}{\lambda}\left(\delta_{\nu-1} - 2\,\delta_\nu + \delta_{\nu+1}\right)$$

Damit lautet mit $\delta_\nu = \delta_0\left(1 - \frac{\nu^2}{n^2}\right)$ die Differenzengleichung zur Berechnung der statisch unbestimmten Stützenmomente $X_{\nu s}$:

$$X_{\nu-1,s} + 4\,X_{\nu s} + X_{\nu+1,s} = \frac{12\,E\,\varkappa\,\delta_0}{\lambda^2\,n^2} \tag{45}$$

Der eine Randwert zur eindeutigen Bestimmung der Lösung von (45) ist $X_{ns} = 0$, der andere X_{rs} ist vorläufig unbekannt und bestimmt durch die Elastizitätsgleichung für die rte Zwischenstütze; es ist $\tau^a_{rs} = 0$, da sich das rte Kettenglied nicht verdreht und

$$\tau^b_{r+1,s} = \frac{\delta_{r+1} - \delta_r}{\lambda} = -\frac{\delta_0\,(2\,r+1)}{\lambda\,n^2}$$

und die rte Gleichung lautet:

$$X_{r+1,s} + 2\,(3\,r+1)\,X_{rs} = \frac{6\,E\,\varkappa\,\delta_0\,(2\,r+1)}{\lambda^2\,n^2} \tag{45a}$$

Obige Differenzengleichung hat die Form:

$$X_{\nu-1,s} + 4\,X_{\nu s} + X_{\nu+1,s} = \alpha_2 \tag{46}$$

wobei

$$\alpha_2 = \frac{12\,E\,\varkappa\,\delta_0}{\lambda^2\,n^2}$$

Ihre Lösung ist durch Gleichung (21) des ersten Teiles dieser Arbeit mit $\bar{\alpha}_1 = \alpha_1 = 0$ der Form nach bestimmt, da der Bau des Belastungsgliedes und die Randwerte mit der Differenzengleichung (46) völlig übereinstimmen. Sind nun die $X_{\nu s}$ bekannt, so gestaltet sich der weitere Rechnungsgang genau so, wie er für andere Belastungszustände bereits entwickelt wurde.

Mit dem zweiten Teile des Ansatzes (44) $\delta_\nu = \delta_u$ ergibt sich natürlich nur dann eine Spannungsänderung, wenn an den Kämpfern $\delta_n = 0$ ist, weil ja sonst nur eine Parallelverschiebung des ganzen Tragwerkes ausgedrückt wäre. Die Differenzengleichung der $X_{\nu s}$ wird für diesen Fall homogen, da

$$\tau^b_{\nu+1,s} + \tau^a_{\nu s} = 0$$

wird, und lautet folglich:

$$X_{\nu-1,s} + 4\,X_{\nu s} + X_{\nu+1,s} = 0 \tag{47}$$

ebenso ist für die rte Stütze

$$X_{r+1,s} + 2\,(3\,r+1)\,X_{rs} = 0, \tag{47a}$$

weil ebenfalls nur Parallelverschiebungen der entsprechenden Glieder der Gelenkskette stattfinden. Abweichend davon lautet aber die Gleichung für die $(n-1)$te Stütze:

$$4\,X_{n-1,s} + X_{n-2,s} = \frac{6\,E\,\varkappa\,\delta_u}{\lambda^2} \tag{48}$$

Die Lösung dieser homogenen Differenzengleichung ist nun sozu bestimmen, daß sie die Randwerte $X_{n-1,s}$ und X_{rs} enthält, die durch die Randgleichungen (47a) und (48) festgelegt sind. Es ist:

$$X_{\nu s} = (-1)^\nu\,C_1\,\mathfrak{Cof}\,\nu\,\varphi + (-1)^\nu\,C_2\,\mathfrak{Sin}\,\nu\,\varphi$$

$$C_1 = -(-1)^{n-1}\,X_{n-1,s}\,\frac{\mathfrak{Sin}\,r\,\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r-1)\,\varphi} + (-1)^r\,X_{rs}\,\frac{\mathfrak{Sin}\,(n-1)\,\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r-1)\,\varphi}$$

$$C_2 = +(-1)^{n-1}\,X_{n-1,s}\,\frac{\mathfrak{Cof}\,r\,\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r-1)\,\varphi} - (-1)^r\,X_{rs}\,\frac{\mathfrak{Cof}\,(n-1)\,\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r-1)\,\varphi}$$

Die Lösung ergibt sich nun mit:

$$\left\{\begin{aligned} X_{\nu s} = {} & (-1)^{\nu-r}\,X_{rs}\,\frac{\mathfrak{Sin}\,(n-\nu-1)\,\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r-1)\,\varphi} \\ & + (-1)^{n-\nu-1}\,X_{n-1,s}\,\frac{\mathfrak{Sin}\,(\nu-r)\,\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r-1)\,\varphi} \end{aligned}\right. \tag{49}$$

Ist die zu erwartende Stützennachgiebigkeit δ_u größer als die bei Entfernung der $(n-1)$ten Stütze auftretende Durchbiegung des Bogens an dieser Stelle, dann wird der $(n-1)$te Jochdruck des unterstützten Dreigelenkbogens negativ, das Tragwerk also statisch unmöglich, da Zugkräfte an den Jochen nicht übertragen werden können. Die $(n-1)$te Stütze schließt sich dann von selbst aus und man hat nun zunächst diejenige Stützennachgiebigkeit $\bar{\delta}_{n-1}$ zu bestimmen, bei der der Druck auf das $(n-1)$te Joch gleich Null wird. Die Rechnung ist verhältnismäßig leicht durchzuführen, da wegen der starken Konvergenz der $X_{\nu s}$ eine merkbare Änderung des Bogenschubes nicht eintritt. Folglich ist näherungsweise $X_{rs} = 0$, und es wird nach (49):

$$X_{n-2,s} = -X_{n-1,s}\,\frac{\mathfrak{Sin}\,(n-r-2)\,\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r-1)\,\varphi} = -\psi\,X_{n-1,s}$$

und aus (48) folgt:

$$X_{n-1,s} = \frac{6\,E\,\varkappa\,\delta_u}{\lambda^2\,(4-\psi)}$$

Durch die beiden Stützmomente $X_{n-1,s}$ und $X_{n-2,s}$ ergibt sich für die $(n-1)$te Stütze eine Druckverminderung von:

$$-\Delta P_{n-1} = -\frac{2\,X_{n-1,s} - X_{n-2,s}}{\lambda} = -\frac{6\,E\,\varkappa\,\delta}{\lambda^3\,(4-\psi)}\,(2+\psi)$$

und wenn man den $(n-1)$ten Jochdruck mit P_{n-1} bezeichnet, dann wird $P_{n-1} - \Delta P_{n-1}$ dann gleich Null, wenn

$$\delta_u = \frac{P_{n-1}\,\lambda^3\,(4-\psi)}{6\,(2+\psi)\,E\,\varkappa} = \bar{\delta}_{n-1} \tag{50}$$

Berechnet man nun mit dem durch Gleichung (50) festgesetzten Betrage von $\bar{\delta}_{n-1}$ die Stützendrücke und Biegungsmomente des unterstützten Dreigelenkbogens, so entsprechen diese einer Tragwerksanordnung, bei der die $(n-1)$te Stütze ohne weiteres entfernt werden kann, da sie sich an der Lastaufnahme nicht beteiligt. Für eine weitere Nachgiebigkeit ist dann der Berechnung ein Tragwerk zugrunde zu legen, bei dem die $(n-1)$-te Stütze fehlt, bei dem daher das erste Feld die wagerecht gemessene Spannweite $2\,\lambda$ hat. An die Stelle der Randgleichung (48) tritt dann

$$6\,X_{n-2,s} + X_{n-3,s} = \frac{3\,E\,\varkappa\,\delta_u'}{\lambda^2} \tag{51}$$

und die Lösung der Differenzengleichung ist nun so zu bestimmen, daß sie die durch die Randgleichungen (47a) und (51) definierten Randwerte $X_{n-2,s}$ und X_{rs} enthält; dann ist

$$\left\{\begin{aligned} X_{\nu s} = {} & (-1)^{\nu-r}\,X_{rs}\,\frac{\mathfrak{Sin}\,(n-\nu-2)\,\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r-2)\,\varphi} \\ & + (-1)^{n-\nu-2}\,X_{n-2,s}\,\frac{\mathfrak{Sin}\,(\nu-r)\,\varphi}{\mathfrak{Sin}\,(n-r-2)\,\varphi} \end{aligned}\right. \tag{52}$$

Die durch δ_u' sich ergebende Spannungsänderung kann nun zu dem Spannungszustand überlagert werden, für den sich $P_{n-1} + \Delta P_{n-1} = 0$ ergeben hatte. Hat man wieder δ_u' zu groß angenommen, so daß sich nun P_{n-2} negativ ergibt, so ist der Rechnungsgang ganz ähnlich für die $(n-2)$-te Stütze zu wiederholen. Die Folgerungen, die aus diesen Rechenergebnissen auf das Ausrüsten von Gewölben gezogen werden können, sollen an anderer Stelle zusammenhängend besprochen werden.

4. Temperaturänderung.

Bei einer Temperaturänderung gegenüber der Aufstelltemperatur verlängern oder verkürzen sich die einzelnen Glieder der statisch bestimmten Gelenkskette. Da sich die Stabenden voraussetzungsgemäß nur auf wagerechten Bahnen bewegen können, so ergibt sich, wenn nur das ν-te Glied der Kette seine Länge um den Betrag $\omega\,t\,\lambda\sec\varphi_\nu$ ändert, lediglich eine Verdrehung dieses Kettengliedes, während alle anderen höchstens Parallelverschiebungen durchführen. Diese Verdrehung beträgt, wenn man sich den Scheitel des Tragwerks

festgehalten denkt, so daß die Längenänderungen symmetrisch nach beiden Seiten vor sich gehen können,

$$\Delta \varphi_{\nu t} = \frac{\omega t \lambda \sec^2 \varphi_\nu \sin \varphi_\nu}{\lambda \sec \varphi_\nu} = \omega t \operatorname{tg} \varphi_\nu$$

Ändern nun alle Stäbe ihre Länge, dann ist nach Abb. 15 die Änderung des Winkels, der von den an der ν-ten Stütze anschließenden Kettengliedern gebildet wird,

$$\tau^b_{\nu+1,t} + \tau^a_{\nu t} = \omega t (\operatorname{tg} \varphi_\nu - \operatorname{tg} \varphi_{\nu+1})$$

Bezeichnet man mit $\varepsilon = \frac{f}{\lambda n^2}$, dann ist

$$\operatorname{tg} \varphi_\nu = \varepsilon (2\nu - 1); \quad \operatorname{tg} \varphi_{\nu+1} = \varepsilon (2\nu + 1)$$

und die Differenzengleichung der $X_{\nu t}$ lautet:

$$X_{\nu-1,t} + 4 X_{\nu t} + X_{\nu+1,t} = \frac{12 \varepsilon E \varkappa \omega t}{\lambda} \tag{53}$$

und die abweichend gebaute r-te Gleichung, die wieder zur Bestimmung des Randwertes X_{rt} dient,

$$X_{r+1,t} + 2(3r+1) X_{rt} = \frac{6 E \varkappa \omega t}{\lambda} \varepsilon (2r+1) \tag{53a}$$

Die Lösung dieser Differenzengleichung ist nach Gleichung (21) zu berechnen. Damit sind die $X_{\nu t}$ bestimmt; die Ermittlung

Abb. 3.

der Änderung der Bogenkraft, des Momentenverlaufes und der Jochdrücke gestaltet sich nun ganz ähnlich, wie es früher für andere Belastungsarten bereits gezeigt wurde. (Schluß folgt.)

BEMERKUNGEN ZU DER BESPRECHUNG DES WETTBEWERBES UM DEN ENTWURF DER FRIEDRICH-EBERT-BRÜCKE ÜBER DEN NECKAR IN MANNHEIM IN NR. 28/29 BIS 33 DES „BAUINGENIEUR" 1925.

Im Heft 28 u. 29 des Bauingenieur 1925 veröffentlichte auf Seite 833 u. f. Baurat Bernhard eine Besprechung des Wettbewerbes um den Entwurf der Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. In dem Abschnitt II dieser Besprechung nimmt Herr Bernhard Stellung zu dem Wettbewerbsverfahren und kritisiert in einzelnen Punkten dieses Verfahren und die Tätigkeit der Preisrichter. Da ihm hierbei verschiedene Irrtümer und Unstimmigkeiten unterlaufen sind, so können diese Ausführungen nicht unwidersprochen bleiben. Als Mitglied des Preisgerichtes möchte ich daher zu den Ausführungen des Herrn Bernhard im folgenden Stellung nehmen:

1. Mit Rücksicht auf die geringe verfügbare Konstruktionshöhe vertritt Bernhard den Standpunkt, die beiderseitigen Rampen hätten statt mit einer Neigung 1:70 mit wesentlich größerer Neigung, für Holzpflaster 1:40, erstellt werden können. Er bezieht sich hierbei auf Mitteilungen der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Wie jedoch die tatsächlichen Verhältnisse an der Jungbuschbrücke in Mannheim gezeigt haben, sind Steigungen 1:40 für den dortigen Verkehr unzulässig, weil im hohen Grade verkehrshindernd. Die Jungbuschbrücke wird wegen ihrer steilen Rampen vom Verkehr, wenn irgend möglich, vermieden, und die Folge davon ist, daß die Friedrichbrücke nicht diejenige Entlastung erfahren hat, welche man beim Bau der Jungbuschbrücke erwartete. Selbst wenn für Automobile und für Holzpflaster Steigungen 1:40, was ich bezweifeln möchte, als zulässig angesehen werden, so sind derartige Steigungen in Mannheim nicht am Platze, da die ganze Stadt und die weitere Umgebung in durchaus flacher Gegend liegt und die Fuhrwerke, die den örtlichen Verkehr bewältigen, auf so große Steigungen nicht eingestellt sind. Es ist auch sehr fraglich, ob man dem Fuhrwerksverkehr die unwirtschaftliche Überwindung einer übermäßig großen Steigung auf die Dauer zumuten darf, lediglich deswegen, damit beim Bau der Brücke eine geringfügige einmalige Kostenersparnis erzielt wird.

2. Die Unterlagen des Wettbewerbes wurden seitens der Stadt Mannheim in beschleunigter Arbeit aufgestellt und den Preisrichtern kurz vor der Ausschreibung zugestellt. Da aus besonderen Gründen die Ausführung noch in diesem Jahre begonnen und die Fertigstellung der Brücke bis Ende des Jahres 1926 erfolgen sollte, war für die Ausschreibung seitens der Stadtverwaltung außerdem ein sehr kurzer Termin gewählt. Es war daher für einige Preisrichter unmöglich, Einwendungen gegen die Fassung der Wettbewerbsunterlagen zu erheben, da die Unterlagen zu spät in ihre Hände gelangten. Da außerdem schwerwiegende Bedenken nicht vorlagen, so glaubten die annehmenden Preisrichter der Fassung der Unterlagen, wie sie von der Stadtverwaltung gewählt war, zustimmen zu können, wenn auch Einzelheiten verbesserungsfähig erschienen.

3. Kostenberechnungen waren für den Wettbewerb an sich nicht verlangt. Es wurde nur ein Kostenüberschlag gefordert. Denjenigen Bewerbern jedoch, die dazu in der Lage waren, wurde es mit Rücksicht auf die Beschleunigung der Vergebung der Arbeiten freigestellt, ein bindendes Angebot gesondert abzugeben. Davon machte eine Anzahl Firmen tatsächlich Gebrauch, so daß es möglich war, unmittelbar nach der Ausschreibung den Zuschlag zu erteilen und mit den Arbeiten zu beginnen. Unter den vorliegenden ungünstigen Verhältnissen muß man der Stadtverwaltung Mannheim Dank wissen, daß sie sich trotz der verfügbaren kurzen Zeit zu einem öffentlichen Wettbewerb entschloß, und es war Sache der Preisrichter, diesen Entschluß durch Beiseitesetzen weniger wichtiger Bedenken zu ermöglichen.

4. Herr Bernhard bemängelt, daß das Preisgericht ein geringfügiges Eintauchen der Widerlager in die Hochwasserlinie zugelassen hat. In der Ausschreibung war hierüber keine bindende Vorschrift enthalten. Aus technischen Gründen ist ein derartiges Eintauchen der Widerlager in das Hochwasser bei sehr vielen Brücken ohne Schaden gestattet worden. Es kommt doch nur darauf an, daß das lichte Durchflußprofil nicht in unzulässiger Weise beschränkt und der Eisgang und treibende Gegenstände nicht durch den eintauchenden Bogen im Abfluß gefahrdrohend gehindert wird. Bei einer Öffnung von 80 m Spannweite ist aber ohne weiteres einzusehen, daß ein geringfügiges Eintauchen der Bogenkämpfer ungefährlich ist. Da auch die badische Wasserbauverwaltung zu dieser Frage endgültig noch nicht Stellung genommen hatte, so mußte das Preisgericht in objektiver Sachlichkeit urteilen. Eine derartige Forderung, wie sie Bernhard aufstellt, daß es ganz unzulässig sei, die Kämpfer in das Hochwasser tauchen zu lassen, wird durch viele Fluß- und Strombrücken widerlegt. Der eigenartige Einspruch gegen diese Stellungnahme des Preisgerichtes muß zurückgewiesen werden.

5. Herr Bernhard bemängelt auch die Beurteilung des Baugrundes durch das Preisgericht. Es wurde aber festgestellt, daß tatsächlich beim Bau der Jungbuschbrücke Verschiebungen der Widerlager und Scheitelsenkungen infolge Nachgebens des Baugrundes stattfanden und daß hierdurch die Steigungsverhältnisse, die an sich schon ungünstig waren, noch weiter verschlechtert wurden. Es ist ferner Herrn B. nicht bekannt, daß in der Nähe der Brückenbaustelle bei Ausführung von Hoch-

bauten Unregelmäßigkeiten im Untergrund beobachtet wurden, welche im Zusammenhang mit den Bohrergebnissen zur Vorsicht mahnten.

6. Als Grund gegen das Hochziehen der Hauptträger zwischen Bürgersteig und Fahrdamm beim Ausführungsentwurf um etwa 1 m über die Bürgersteighöhe, glaubt B. anführen zu müssen, daß Schneeverwehungen und Schmutzanhäufungen dagegen sprechen könnten. Daß in einer Großstadt wie Mannheim mit guter Straßenbeleuchtung und gut geleiteter Straßenreinigung Schneeverwehungen und Schmutzanhäufungen hier nicht zu befürchten sind, bedarf keiner näheren Begründung.

7. Wenn Herr Bernhard die Ansicht vertritt, daß eine reine Eisenbetonkonstruktion der Fahrbahn einer solchen aus Belageisen nur mit Rücksicht auf die Unterhaltungskosten vorzuziehen sei, so befindet er sich ebenfalls im Irrtum. Die schwere Eisenbetonfahrbahntafel ist auch für die dynamischen Vorgänge auf der Brücke und die Lastverteilung von Vorteil und verlängert die Lebensdauer der Fahrbahn außerordentlich.

Es ist zu bedauern, daß durch eine Berichterstattung auf Grund unzureichender Prüfung der tatsächlichen Verhältnisse Bernhard Zweifel ausgesprochen hat, welche leicht durch eine Rückfrage bei den Preisrichtern oder der Stadt Mannheim hätten behoben werden können. Da in dem Wettbewerb Eisenbau und Massivbau gleichberechtigt zugelassen waren, so geht es nicht an, die eine Bauweise vor der anderen zu bevorzugen. Es mag zugegeben werden, daß die Massivbauten bei dem vorliegenden Wettbewerb mit Rücksicht auf die große Spannweite und die geringe Konstruktionshöhe in einer ungünstigen Lage waren; um so mehr muß man aber anerkennen, daß eine größere Anzahl reifer und sorgfältig durchgearbeiteter Entwürfe in Massivbauweise vorgelegt wurde. Es war die Pflicht des Preisgerichtes auch diese Entwürfe entsprechend zu würdigen.

Im übrigen hatte das Preisgericht im Gegensatz zu vielen Vorgängern vollen Ersatz, denn

1. der preisgekrönte Entwurf „Flachbrücke" wird allseits als beste Lösung anerkannt, und
2. die Stadtgemeinde hat den preisgekrönten Entwurfbearbeitern den Bauauftrag erteilt,
3. mit dem Bau konnte umgehend begonnen werden.

Darmstadt, den 3. November 1925. Kayser.

Erwiderung auf die Zuschrift Kayser.

Zu den vorstehenden Einwendungen des Herrn Professor Kayser bemerke ich:

1. Über das bei Holzpflaster zulässige Längengefälle beziehe ich mich auf S. 9 meiner „Eiserne Brücken" (Verlag Julius Springer, Berlin). In Berlin gilt seit Jahrzehnten ohne nachteilige Erfahrungen 1 : 40 als Grenze, in Paris sogar 1 : 25. Beide Städte liegen noch weniger im Flachlande wie Mannheim, namentlich im Hinblick auf den Autoverkehr, dem das Preisgericht doch sonst eine so ausschlaggebende Rolle bei Ausbildung städtischer Brücken einzuräumen für nötig hält.

2. § 9 der besonderen Wettbewerbsbedingungen verlangt ausdrücklich „Kostenberechnungen", sogar nach zwölf verschiedenen Bauteilen geordnet. Bis zum bindenden Angebot ist dann kein weiter Schritt für diejenigen, welche für die Richtigkeit ihrer Massenberechnungen einstehen wollen. Das Preisgericht hat sich aber um die Kostenfrage scheinbar nicht gekümmert.

3. § 1 vorgenannter Bedingungen enthält die klare Vorschrift, daß in das Flußprofil nur zwei Pfeiler gestellt werden dürfen. Auch die Ansicht eines Sachverständigen wie Oberbaurat Cassinone von der badischen Strombauverwaltung (s. „Bauingenieur" 25, S. 621) bestätigt die grundlegende Bedingung, daß hier die Kämpfer nicht ins Hochwasserprofil eintauchen dürfen.

4. Gegen die Ansicht des Preisgerichts, daß Überbauten, welche nur senkrechte Stützendrücke ausüben, in erster Linie den Vorzug verdienen, habe ich mich gar nicht ausgesprochen. Bei den Gewölben der Jungbuschbrücke wiederhole ich im Allgemeininteresse meine Frage, ob die dabei beobachteten Bewegungen statische Bedenken hervorgerufen haben.

5. Gegen das Hochziehen der vollwandigen Hauptträger am Fahrdamm über Bürgersteighöhe habe ich vorläufig nichts anderes einzuwenden, als abzuwarten, ob sich das praktisch bewährt.

6. Auch hier stehe ich wie bei 4. auf dem Standpunkte des Preisgerichtes. Ob dieser aber richtig ist, muß die Erfahrung lehren; namentlich fragt es sich, ob die Unterhaltungskosten der Fahrbahn infolge der stärkeren Durchbiegungen der bevorzugten Hauptträgersysteme nicht doch noch viel größer sind, als man sich jetzt vorstellt.

Den Haupterfolg des Wettbewerbs habe ich mit Beifall begrüßt. Sorgfältige Leser, die ein Interesse für die Leistungen und Opfer der Wettbewerber haben, werden meine Bedenken gegen die Preisverteilung verstehen. Im übrigen verweise ich sie auf die S. 88 der „Deutschen Bauzeitung" vom 25. November 1925 gemachten Erörterungen über „Mißstände im Wettbewerbverfahren".

Berlin, den 28. November 1925.

Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard.

DER EINSTURZ DER FUNKTÜRME IN NORDDEICH.

In einer Berliner Abendzeitung wurde kürzlich die Ursache des Einsturzes der drei 150 m hohen eisernen Funktürme in Norddeich auf das Versagen der zur statischen Berechnung benutzten Formeln zurückgeführt, weil diese Formeln die Verhältnisse bei besonders starken Wirbelwinden mangels aller praktischen Erfahrungen in vollem Ausmaß nicht berücksichtigen könnten. Hiernach wäre der Einsturz also auf höhere Gewalt zurückzuführen. Diese Angabe trifft nicht zu und ist geeignet, den Weltruf der deutschen Ingenieurwissenschaft und der deutschen Eisenbauindustrie schwer zu schädigen. In den Küstenzonen und in großen Höhen ist mit sehr hohen Windgeschwindigkeiten und Winddrücken zu rechnen. Wenn auch das Problem des Windeinflusses auf Ingenieurbauwerke als noch nicht vollständig erforscht angesehen werden kann, so entspricht es aber nicht den Tatsachen, daß derartige Windeinflüsse in den statischen Berechnungen mit ausreichender Sicherheit nicht berücksichtigt werden können. Diesen Verhältnissen tragen auch die von unseren bewährten Eisenbauanstalten ausgeführten Bauwerke durchaus Rechnung, zumal auch die Vorschriften der Überwachungsbehörden nicht mißzuverstehende Hinweise in dieser Richtung enthalten.

In der Mitteilung der eingangs erwähnten Berliner Abendzeitung wird ferner behauptet, die eingestürzten Türme in Norddeich beständen aus einer wundervollen Eisenkonstruktion und verkörperten ein modernes freistehendes Bausystem. Dazu sei bemerkt, daß bereits vor 4 bis 5 Jahren eine altbekannte deutsche Eisenbauunternehmung 140 m hohe freistehende Funktürme in Buenos Aires erbaut hat. In den Vereinigten Staaten stehen bereits seit 15 Jahren solche Türme von 200 m Höhe.

Wenn in der deutschen Öffentlichkeit erst jetzt freistehende Türme von solcher Höhe bekannt werden, so liegt das lediglich daran, daß für solche Bauwerke bislang kein besonderes Bedürfnis vorhanden war. Die deutschen Ingenieure und die deutsche Eisenbauindustrie beherrschen Bauaufgaben dieser Art und Größe ohne Mühe und, gestützt auf ausreichende Erfahrungen und Kenntnisse, mit absoluter Sicherheit.

Nach Eindrücken anerkannter Fachleute an der Unfallstelle muß die Ursache der Katastrophe vermutlich auf Mängel der Berechnung und der baulichen Durchbildung zurückgeführt werden, wie auch aus einer späteren Mitteilung der erwähnten Berliner Abendzeitung hervorgeht. Der Einsturz ist vermutlich auch nicht durch einen Wirbelsturm herbeigeführt worden, da sämtliche drei Türme genau in gleicher Richtung (Südwest) umgestürzt sind und in unmittelbarer Nachbarschaft

keinerlei andere Beschädigungen zu beobachten sind, weder an den seit etwa 20 Jahren bestehenden abgespannten 85 m hohen Funktürmen, noch an Gebäuden, Bäumen usw. Der das Unglück herbeiführende Sturm war zweifellos heftig, jedoch nicht so stark, daß sachgemäß berechnete und konstruierte Ingenieurbauwerke gefährdet wurden.

Die deutsche Ingenieurwissenschaft und die deutsche Eisenbauindustrie haben das größte Interesse daran, daß die Ursache des Einsturzes von unparteiischen, allseitig anerkannten und in Theorie und Praxis gleich bewährten Fachleuten aufgeklärt und bekanntgegeben wird.

Dr.-Ing. Dr. techn. Schaper.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zur Berechnung dreischiffiger kontinuierlicher Hallenrahmenbinder mit überhöhtem Mittelschiff.

Von Dipl.-Ing. Richard Hoffmann, dzt. Paderborn i. W.

In den Heften 7, 8, 9, 1925 des „Bauingenieur“ wurde unter gleichem Titel eine Abhandlung von Dr.-Ing. H. Buchenau veröffentlicht. Nachstehend gebe ich die Berechnungsweise für solche Rahmen an, wobei ich mich auf das Werk von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle, „Beiträge zur Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen und Rahmen“ stütze. Interessieren wird hierin die Ableitung des zentrifugalen Trägheitsmoments, das hierbei zur Verwendung gelangt, wenn man kein statisch unbestimmtes Hauptsystem einführen will.

Für nebenstehende Rahmenform gelten für die Teile I—IV, nachdem diese durch die eingezeichneten Schnitte getrennt worden sind, folgende Beziehungen (nur die Momente berücksichtigt):

I. $M_I = \mathfrak{M}_0 + X_{a_1} + X_{b_1} x + X_{c_1} y$

die Abgeleiteten:

$\frac{\partial M_I}{\partial X_{a_1}} = M_{a_1} = +1; \quad \frac{\partial M}{\partial X_{b_1}} = M_{b_1} = x; \quad \frac{\partial M_I}{\partial M_{c_1}} = +y$

$M_{a_2} = M_{b_2} = M_{c_2} = 0; \quad M_{a_3} = M_{b_3} = M_{c_3} = 0$

II. $\begin{cases} M_{II}^{T\,(\text{Träger})} = \mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{b_2} x + X_{c_2} y \\ M_{II}^{S\,(\text{Stütze})} = \mathfrak{M}_0 + X_{a_2} - X_{a_1} + X_{b_2} x + X_{c_2} y - X_{c_1} y_1 \end{cases}$

$\frac{\partial M_{II}^T}{\partial X_{a_1}} = M_{a_1} = 0; \quad M_{b_1} = 0; \quad M_{c_1} = 0; \quad M_{a_2} = 1; \quad M_{b_2} = x; \quad M_{c_2} = y$

$M_{a_1} = -1; \quad M_{b_1} = 0; \quad M_{c_1} = -y_1; \quad M_{a_2} = +1; \quad M_{b_2} = x; \quad M_{c_2} = y$

$M_{a_3} = M_{b_3} = M_{c_3} = 0$

III. $\begin{cases} M_{III}^T = \mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{c_2} y - X_{b_2} x \\ M_{III}^S = \mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{c_2} y - X_{b_2} x - X_{a_3} - X_{c_3} y_1 \end{cases}$

$M_{a_1} = M_{b_1} = M_{c_1} = 0; \quad M_{a_2} = +1; \quad M_{b_2} = -x; \quad M_{c_2} = y$

$M_{a_3} = M_{b_3} = M_{c_3} = 0$

$M_{a_1} = M_{b_1} = M_{c_1} = 0; \quad M_{a_2} = +1; \quad M_{b_2} = -x; \quad M_{c_2} = y$

$M_{a_3} = -1; \quad M_{b_3} = 0; \quad M_{c_3} = -y_1$

IV. $M_{IV} = \mathfrak{M}_0 + X_{a_3} + X_{c_3} y + X_{b_3} x$

$M_{a_1} = M_{b_1} = M_{c_1} = M_{a_2} = M_{b_2} = M_{c_2} = 0$

$M_{a_3} = +1; \quad M_{b_3} = x; \quad M_{c_3} = +y$

Es können nun die 9 Arbeitsgleichungen zur Bestimmung der statisch unbekannten Größen aufgestellt werden, welche lauten:

$$(1) \quad \int^{I} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_1} + X_{b_1} x + X_{c_1} y) M_{a_1} ds + \int^{II\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{b_2} x + X_{c_2} y - X_{a_1} - X_{c_1} y) M_{a_1} ds = 0$$

$$(2) \quad \int^{I} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_1} + X_{b_1} x + X_{c_1} y) M_{b_1} ds = 0$$

$$(3) \quad \int^{I} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_1} + X_{b_1} x + X_{c_1} y) M_{c_1} ds + \int^{II\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{b_2} x + X_{c_2} y - X_{a_1} - X_{c_1} y_1) M_{c_1} ds = 0$$

$$(4) \quad \begin{cases} \int^{II\,T} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{b_2} x + X_{c_2} y) M_{a_2} ds + \int^{II\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{b_2} x + X_{c_2} y - X_{a_1} - X_{c_1} y_1) M_{a_2} ds \\ \quad + \int^{III\,T} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} - X_{b_2} x + X_{c_2} y) M_{a_2} ds + \int^{III\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{c_2} y - X_{b_2} x - X_{a_3} - X_{c_3} y_1) M_{a_2} ds = 0 \end{cases}$$

$$(5) \quad \begin{cases} \int^{II\,T} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{b_2} x + X_{c_2} y) M_{b_2} ds + \int^{II\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{b_2} + X_{c_2} y - X_{a_1} - X_{c_1} y_1) M_{b_2} ds \\ \quad + \int^{III\,T} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} - X_{b_2} x + X_{c_2} y) M_{b_2} ds + \int^{III\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{c_2} y - X_{b_2} x - X_{a_3} - X_{c_3} y_1) M_{b_2} ds = 0 \end{cases}$$

$$(6) \quad \begin{cases} \int^{II\,T} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{b_2} x + X_{c_2} y) M_{c_2} ds + \int^{II\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{b_2} x + X_{c_2} y - X_{a_1} - X_{c_1} y_1) M_{c_2} ds \\ \quad + \int^{III\,T} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} - X_{b_2} x + X_{c_2} y) M_{c_2} ds + \int^{III\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{c_2} y - X_{b_2} x - X_{a_3} - X_{c_3} y_1) M_{c_2} ds = 0 \end{cases}$$

$$(7) \quad \int^{III\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{c_2} y - X_{b_2} x - X_{a_3} - X_{c_3} y_1) M_{a_3} ds + \int^{IV} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_3} + X_{b_3} x + X_{c_3} y) M_{a_3} ds = 0$$

$$(8) \quad \int^{III\,S} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_2} + X_{c_2} y - X_{b_2} x - X_{a_3} - X_{c_3} y_1) M_{c_3} ds + \int^{IV} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_3} + X_{b_3} x + X_{c_3} y) M_{c_3} ds = 0$$

$$(9) \quad \int^{IV} (\mathfrak{M}_0 + X_{a_3} + X_{c_3} y + X_{b_3} x) M_{b_3} ds = 0$$

Für die Auswertung dieser Gleichungen lassen sich die Belastungsgrößen $\mathfrak{M}_0$, $\int \mathfrak{M}_0 \, d s$, $\int \mathfrak{M}_0 \, x \, d s$ und $\int \mathfrak{M}_0 \, y \, d s$ auf Grund der gegebenen Belastung leicht ermitteln. Wie aus den Gleichungen weiter hervorgeht, ist das zentrifugale Trägheitsmoment notwendig, für welches nachstehende Ableitung gilt:

Abb. 2.

$$J_{x_1, y_1} = \int_0^{\eta_2'} x_1 y_1 \, d s$$

$$x_1 = y_1 \operatorname{cotg} \alpha$$

$$\int_0^{\eta_2} x_1 y_1 \, d s = \int_0^{\eta_1'} y_1^2 \operatorname{cotg} \alpha \, d s = \operatorname{cotg} \alpha \, J_{x_1} = \frac{\xi_2 - \xi_1}{\eta_2 - \eta_1} \frac{s}{3} \left(\frac{\eta_2 - \eta_1}{2} \right)^2$$

$$J_{x_1 \, y_1} = \frac{s}{12} (\xi_2 - \xi_1)(\eta_2 - \eta_1)$$

Da aber $\quad J_{xy} = J_{x_1, y_1}' = J_{x_1, y_1} + s \, \xi_s \, \eta_s$

ist $\quad J_{xy} = \frac{s}{12} (\xi_2 - \xi_1)(\eta_2 - \eta_1) + \frac{s}{4} (\eta_1 + \eta_2)(\xi_1 + \xi_2);$

Diese Gleichung vereinfacht, gibt:

$$\underline{J_{xy} = \frac{s}{6} (2 \, \xi_1 \eta_1 + 2 \, \xi_2 \eta_2 + \xi_1 \eta_2 + \xi_2 \eta_1)}$$

Abb. 3.

Eine zweite Ableitung:

$$J_x = \frac{s}{3} (\eta_1^2 + \eta_1 \eta_2 + \eta_2^2)$$

$$J_y = \frac{s}{3} (\xi_1^2 + \xi_1 \xi_2 + \xi_2^2)$$

$$J_z = \frac{s}{3} (\mu_1^2 + \mu_1 \mu_2 + \mu_2^2)$$

$$\mu_2 = \frac{\eta_2}{\cos 45} + (\xi_2 - \eta_2) \sin 45$$

$$= \eta_2 \sqrt{2} + \frac{\xi_2}{\sqrt{2}} - \frac{\eta_2}{\sqrt{2}} = \eta_2 \left(\sqrt{2} - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \frac{\xi}{\sqrt{2}}$$

$$= \eta_2 \frac{2 - 1}{\sqrt{2}} + \frac{\xi_2}{\sqrt{2}} = \frac{\xi_2 + \eta_2}{\sqrt{2}}$$

$$\mu_1 \text{ (analog)} = \frac{\xi_1 + \eta_1}{\sqrt{2}}$$

$$J_z = \frac{s}{3} \left[\frac{(\eta_1 + \xi_1)^2}{2} + \frac{(\xi_1 + \eta_1)(\xi_2 + \eta_2)}{2} + \left(\frac{\xi_2 + \eta_2}{2} \right)^2 \right]$$

$$J_{xy} = \frac{s}{6} (\eta_1^2 + \xi_1^2 + \eta_2^2 + \xi_2^2 + \eta_1 \eta_2 + \xi_1 \xi_2 - \eta_1^2 - 2 \xi_1 \eta_1$$
$$- \xi_1^2 - \eta_2^2 - \xi_2^2 - 2 \xi_2 \eta_2 - \eta_1 \eta_2 - \xi_1 \eta_2 - \eta_1 \xi_2 - \xi_1 \xi_2)$$

$$\underline{J_{xy} = \frac{s}{6} (2 \xi_1 \eta_1 + \xi_2 \eta_1 + 2 \xi_2 \eta_2 + \xi_1 \eta_2)}$$

Für die Auswertung der 9 Gleichungen empfiehlt sich die tabellarische Form, wie dies im oben genannten Werk angegeben ist, oder die Methode der Determinanten.

Berichtigung zum Aufsatz Schroeter in Heft 34.

Es muß auf Seite 953 unten links und oben rechts statt

c = 5 kg/cm² bzw. c = 20 kg/cm²

heißen:

c = 5 kg/cm³ bzw. c = 20 kg/cm³;

ferner auf gleicher Seite oben links:

Gewölbestich statt Gewölbestift.

Mitteilung zur Festschrift der Wayß & Freytag A.-G.

In dem Bericht über die Festschrift anläßlich des 50jährigen Bestehens der Wayß & Freytag A.-G. ist versehentlich erwähnt, daß die offene Handelsgesellschaft Freytag & Heidschuch bis 1884 bestanden habe. Wir werden darauf aufmerksam gemacht, „daß dieses Bestehen bis 1890 gedauert hat". Im übrigen möchten wir darauf hinweisen, daß die geschichtlichen Vorgänge bei Übergang des Monierpatentes an deutsche Firmen und die Erwerbung dieses für Norddeutschland durch G. A. Wayß ausführlich im Handbuch für Eisenbetonbau, Band 1, behandelt sind. M. F.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Einwirkung der Bevölkerungsbewegung auf das Angebot an Facharbeitern und auf das Lehrlingswesen. Im Jahrgang 1921 der Zeitschrift „Wirtschaft und Statistik" veröffentlichte Zahlenreihen veranschaulichen, wie der Arbeitsmarkt der Jugendlichen durch den während des Krieges und kurz nachher zu verzeichnenden Geburtenausfall beeinflußt wird[1]). Danach wird die Zahl der die Volksschule verlassenden Jugendlichen betragen (unter der Voraussetzung, daß die Sterblichkeit die gleiche bleibt wie 1913):

Ostern	1928	1 293 900	(Geburtsjahr 1914)
,,	1929	1 210 528	(,, 1915)
,,	1930	793 023	(,, 1916)
,,	1931	717 431	(,, 1917)
,,	1932	650 903	(,, 1918)
,,	1933	696 673	(,, 1919)
,,	1934	1 311 475	(,, 1920)
,,	1935	1 270 537	(,, 1921)

Die Besserung in den Jahren 1934/35 wird jedoch nicht anhalten, sondern von 1936 ab wird sich der jährliche Ausfall in milderer Form wieder fortsetzen, da die Geburtenzahl nach dem Anstieg in den ersten Friedensjahren wieder sinkt.

Man kann 1928 als das letzte Jahr mit normalem Angebot auf dem Arbeitsmarkt annehmen. In den folgenden Jahren wird dann unter Berücksichtigung dessen, daß etwa 10 % der Vierzehnjährigen aus verschiedenen Gründen nicht auf dem Arbeitsmarkte erscheinen, ein Ausfall gegenüber 1928 von:

1929	80 000
1930	500 000
1931	570 000
1932	640 000
1933	590 000

Jugendlichen eintreten. Im Jahre 1933 wird also ein Fehlen von weit über 2 Millionen Jugendlicher zu erwarten sein. Auf dem Markt der Vollarbeiter wird dieser Ausfall in den fünf Jahresklassen erst in den Jahren 1933 bis 1937 bemerkbar werden. Da vom Ausland kein Zuzug zu erwarten ist — dessen Bevölkerung ja unter den gleichen Kriegsfolgen wie die deutsche gelitten hat —, wird bei steigender oder gleichbleibender Konjunktur mit allen Folgen eines knappen Arbeitsangebots zu rechnen sein. Diese Folgen werden sich vor allem auf dem Markte der Facharbeiter bemerkbar machen. Es ist also auch von diesem Gesichtspunkte aus — neben dem allgemeinen Gesichtspunkt der Verbilligung der Produktion — der möglichst besten Ausnutzung des knapper und wertvoller werdenden Produktionsfaktors Arbeit große Sorgfalt zu schenken, und das Lehrlingswesen, die Auswahl der jungen Arbeitskräfte und die Berufsschulung gewinnt besondere Bedeutung. Es ist nicht zu erwarten, daß durch die gesteigerte Normalisierung und Mechanisierung der Produktion die qualifizierte Arbeit im besonderen Maße durch die ungelernte in den Hintergrund gedrängt würde.

Gerade im Baugewerbe wird man diesen Bewegungen auf dem Arbeitsmarkt und den Maßnahmen der Abwehr — wie z. B. den Bemühungen um die Ausbildung der Lehrlinge, der Gründung des „Arbeitsausschusses für Berufsausbildung" durch die Vereinigung der deutschen Arbeitgeberverbände und des „Deutschen Instituts für technische Arbeitsschulung" in Düsseldorf — Aufmerksamkeit schenken müssen. Schon in dem schlechten Baujahr, an dessen Ende wir jetzt stehen, sind Befürchtungen und Klagen über Facharbeitermangel im Baugewerbe laut geworden. Hat doch das Baugewerbe in bezug auf seinen Vorrat an gelernten Arbeitern nicht nur unter den allgemein wirkenden Kräften gelitten, die zum Rückgang der gelernten Arbeit beitrugen, wie Kriegsverluste, Minderung des Lohnabstandes zwischen gelernter und ungelernter Arbeit, sondern es haben im Baugewerbe noch besondere Gründe auf eine Niederhaltung des Facharbeiternachwuchses eingewirkt. Die Neigung der Jugendlichen, bestimmte Berufe bei der Berufswahl zu bevorzugen, dürfte eine Rolle spielen. Jedenfalls befanden sich unter den fünf Berufen (Schlosser, Kaufmann,

[1]) Vgl. Reg.-Rat Dr. Käte Griebel, „Lehrlingsmangel in Sicht" in Heft 23 der Zeitschrift „Maschinenbau" und Reg.-Rat. Dr. Strundel, „Geburtenausfall und Arbeitsmarkt. Kommender Mangel an Arbeitskräften statt Arbeitslosigkeit" in Heft 44 des Reichsarbeitsblattes.

Schreiner, Elektriker, Mechaniker), für die sich nach einer Statistik des Kölner Berufsamtes zwei Drittel der Berufsanwärter entscheiden, baugewerbliche Berufe nicht.

Des Interesses halber mag erwähnt sein, daß auch im nordamerikanischen Baugewerbe, sowohl in Kanada, wie in den Vereinigten Staaten nach den Berichten der dortigen Fachpresse, sich in den letzten Jahren Lehrlingsmangel bemerkbar gemacht und die bauwirtschaftlichen Kreise zu Gegenmaßnahmen veranlaßt hat. In New York ist es den Arbeiten der Lehrlingskommission des „New York Building Congress", in der Bauunternehmer, Architekten und Bauarbeiter vertreten waren, gelungen, in den letzten vier Jahren die Lehrlingszahl zu verdoppeln und zu verdreifachen. Während 1922 in manchen baugewerblichen Berufen ein eigentliches Lehrlingswesen gar nicht bestand, zählt man heute 4 325 Lehrlinge für Bauarbeiten in New York.

Zahl der im Jahre 1924 im Baugewerbe tätigen ausländischen Arbeiter. Nach der Statistik der „Deutschen Arbeiterzentrale" wurden vor dem Kriege (1912/13) in der deutschen Volkswirtschaft (ohne Bayern, Baden und Württemberg) etwa 355 000 gewerbliche ausländische Arbeiter beschäftigt gegenüber nur 108 000 im Jahre 1924 (die Gesamtzahl der einheimischen Arbeiter betrug ohne Bayern, Württemberg und Baden etwa 8,2 Millionen). Von diesen waren aber 83,5 % schon längere Zeit in Deutschland ansässig. Die ausländischen Arbeiter verteilten sich zur Hauptsache auf neun verschiedene Berufe, unter denen das Baugewerbe der Anzahl der Arbeiter nach an 7. Stelle stand. Im ganzen waren 1924 etwa 2 312 ausländische Arbeiter im Baugewerbe tätig, davon waren 1 879 bereits längere Zeit in Deutschland und 433 neu hinzugekommen. (Vgl. Reichsarbeitsblatt S. 717.)

Zahl der Bauaktiengesellschaften 1924. Nach der Reichsstatistik war der Bestand an Aktiengesellschaften am Jahresende folgender, berücksichtigt ist dabei der jeweilige Gebietsumfang des Deutschen Reiches (also für 1913 altes Reichsgebiet; 1919 ohne das abgetretene Gebiet, aber mit Oberschlesien; 1923—1924 auch ohne Oberschlesien und Saargebiet):

	1913	1919	1923	1924
im ganzen	5 486	5 345	16 362	17 074
im Baugewerbe	72	52	299	323

Der Anzahl der Aktiengesellschaften nach stand das Baugewerbe 1913 an 14. Stelle unter den 24 Gewerbegruppen, 1924 an 16. Stelle.

Winterbau in den Vereinigten Staaten. Den Angaben über die Einschätzung der Wirtschaftlichkeit des Bauens im Winter in den Vereinigten Staaten (vgl. Bauingenieur S. 966) mag noch eine in „Engineering News Record" veröffentlichte Statistik hinzugefügt werden, aus der die Zunahme des Winterbaues in den Vereinigten Staaten in den letzten Jahren hervorgeht. In den drei Wintermonaten (Dezember, Januar, Februar) wurde an Bauausführungen gearbeitet, die einen Wert verkörperten von Millionen Dollar:

1920/21	1921/22	1922/23	1923/24	1924/25
448,6	778,4	959,5	1131,2	1194,8

Von dem Gesamtwert der ein Jahr dauernden Bauausführungen wurden in den drei Wintermonaten erbaut:

1920/21	1921/22	1922/23	1923/24	1924/25
12,4%	15,9%	16,5%	18%	19,5%

Großhandelsindex.

4. Nov.	11. Nov.	17. Nov.	25. Nov.	2. Dez.	9. Dez.
120,7	119,9	121,0	122,7	122,9	122,5

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 10. Dezember 1925.)

Durchführungsverordnung zum Aufwertungsgesetz. Vom 29. 11. 1925 (RGBl. I, S. 392 ff).

Siebente Verordnung zur Durchführung des Gesetzes über die Industriebelastung (Industriebelastungsgesetz). Vom 5. 12. 1925 (R. Anz. Nr. 285). Die Verordnung enthält verschiedene Anmeldungs- und Auskunftsvorschriften der Unternehmer belasteter Betriebe. So hat im Falle eines Wechsels in der Person des Unternehmers eines belasteten Betriebes durch völlige oder teilweise Veräußerung von Betriebsvermögen der bisherige Unternehmer der Bank für deutsche Industrieobligationen davon Anzeige zu erstatten. Auch die Einstellung eines belasteten Betriebes ist der Bank mitzuteilen. Im Falle daß ein Betrieb liquidiert oder freiwillig aufgegeben wird, ohne daß das Betriebsvermögen oder Teile davon an Dritte übergehen, muß der bisherige Unternehmer des belasteten Betriebes der Bank von jedem Wohnungswechsel bis zur nächsten Neuumlegung der Industriebelastung Mitteilung machen. Zu melden ist ferner die Vergrößerung des Betriebsvermögens durch eine Kapitalerhöhung oder die Neueröffnung eines belastungspflichtigen Betriebes.

Vorsätzliche Unterlassung oder wissentlich unrichtige Angaben bei den Meldungen werden mit Geldstrafe bestraft.

Wegen der Ansprüche aus der Belastung kann die Bank mit Zustimmung des Treuhänders zur sofortigen Zwangsvollstreckung in das gesamte bewegliche und unbewegliche Vermögen des Unternehmers schreiten. Eines vollstreckbaren Titels und der Vollstreckungsklausel bedarf es dabei nicht. Bei gerichtlichen Einwendungen des Unternehmers gegen dieses Vorgehen der Bank sind die Gerichte hinsichtlich der Belastung und ihrer Grundlagen an die Feststellung der Finanzbehörden gebunden.

Zweite Durchführungsverordnung zum Aufbringungsgesetz. Vom 4. 12. 25 (RGBl. II, S. 1135). Aufbringungspflichtig sind die Unternehmer aller industriellen gewerblichen Betriebe. Unternehmer des Betriebes ist derjenige, dem das Betriebsvermögen nach den Grundsätzen des Vermögenssteuergesetzes 1925 zuzurechnen ist. Unternehmer sind also auch offene Handelsgesellschaften und Kommanditgesellschaften, nicht aber deren Gesellschafter. Dem Unternehmer steht gleich der Eigentümer eines verpachteten Betriebes. In diesem Falle entfällt die Leistungspflicht zu einem Viertel auf den Eigentümer, zu drei Vierteln auf den Pächter des Betriebes. Wenn durch diese Verteilung Unbilligkeiten entstehen, so entscheidet eine durch die zuständige Berufsvertretung zusammenzusetzende Schiedsstelle über anderweitige Verteilung.

Der Wert des Betriebsvermögens richtet sich nach den Feststellungen zur Vermögenssteuer 1925. Die Betriebsvermögen von Ehegatten werden zusammengerechnet. Für die Umlegung, die Annahme der Zahlungen, die Zustellung des Aufbringungsbescheides ist das Finanzamt, das die Vermögenssteuerveranlagung durchgeführt hat, zuständig. Unternehmer, die nicht mehr als 20 000 M. Betriebsvermögen haben, unterliegen der Aufbringungspflicht nicht.

Hinausschiebung des Termines für die Einreichung der Vermögenssteuererklärung. Auf die Vorstellungen der Spitzenverbände der Wirtschaft hin hat der Reichsfinanzminister am 8. d. Mts. eine Anweisung an die Landesfinanzämter ergehen lassen, daß keine Zuschläge erhoben werden, wenn die Vermögenssteuererklärung bis zum 31. Dezember d. Js. eingereicht wird. Wird dieser Termin nicht innegehalten, so muß die Heranziehung zur Industriebelastung auf Grund der alten Vermögenssteuererklärung 1924 erfolgen.

Keine Ausschreibung der Überweisungsblätter usw. und keine Einlieferung der Markenblätter für 1925 beim Steuerabzug vom Arbeitslohn. Erlaß des Reichsfinanzministers vom 3. 12. d. Js. (R.-St.-Bl. S. 215). Beim Reichsfinanzministerium wird zur Zeit geprüft, inwieweit die jetzigen umständlichen Vorschriften über die Überweisungsblätter, die der Arbeitgeber für jeden Arbeitnehmer am Anfang des Jahres auszufüllen hat, für die Nachweise der einbehaltenen Lohnbeträge und deren Zusammenstellung durch ein einfacheres Verfahren zu ersetzen sind. Mit Rücksicht darauf ordnet der Reichsfinanzminister an, daß die Ausschreibung der Überweisungsblätter, Nachweisungen und Zusammenstellungen für den Steuerabzug (§§ 46, 47 der Durchführungsbestimmungen zum Steuerabzug vom 5. 9. 1925) vorerst nicht vorgenommen wird. Ebenso soll die für den Anfang jedes Kalenderjahres vorgesehene Einreichung der Steuerkarten und Einlagebogen beim Markenklebeverfahren an das Finanzamt bis auf weiteres nicht stattfinden.

Schließlich führt der Erlaß aus, daß das Verfahren der Entrichtung des Steuerabzuges durch Markenkleben bei den Kleinbetrieben im bisherigen Umfang auch weiterhin beibehalten werden soll.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. und Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E. V., Berlin W 35, Nollendorfplatz 3 I.)

Herr Baurat A. Lerche, Direktor der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin, wurde vor kurzem von der Technischen Hochschule in Danzig zum Dr.-Ing. ehrenhalber ernannt.

Bei gröblicher Pflichtverletzung nicht nur Absetzung des Betriebsrats nach § 39 und 41 BRG., sondern auch fristlose Entlassung möglich.

Von Syndikus Dr. Brunner, Dresden.

Bekanntlich kann der Schlichtungsausschuß bzw. jetzt das Arbeitsgericht nach § 39 BRG. auf Antrag des Arbeitgebers das Erlöschen der Mitgliedschaft eines Vertreters im Betriebsrat und nach § 41 BRG. die Auflösung des Betriebsrates wegen gröblicher Verletzung seiner gesetzlichen Pflichten beschließen. Vielfach begegnet man nun bei den Arbeitnehmern der Annahme, daß dies Vorgehen auf Grund der beiden Paragraphen des BRG. das allein mögliche sei und daß es daher dem Arbeitgeber verwehrt sei, die Schuldigen etwa in anderer Weise zu bestrafen, daß es vor allem nicht zulässig sei, die Betreffenden fristlos zu entlassen. Diese Annahme ist durchaus irrig. Die Mitgliedschaft zum Betriebsrat hängt unter allen Umständen vom Bestehen des Arbeitsverhältnisses ab, d. h. Betriebsrat kann nur ein Arbeitnehmer sein und seine Pflichten können daher nicht losgelöst von den sonstigen Pflichten aus dem Arbeitsverhältnis bestehen. Verstöße, die gegen die den Betriebsräten auferlegten Pflichten erfolgen, schließen daher in der Regel auch zugleich Zuwiderhandlungen gegen die mit dem Arbeitsverhältnis erwachsenden Pflichten in sich (Jur. W. 1922, S. 1737ff.). Auf diesen Standpunkt hat sich auch die Schiedskammer des Landgerichts Hof vom 16. Juni 1924 gestellt. Es hat sich dabei darum gehandelt, daß sich das Betriebsratsmitglied über die Anordnungen der Betriebsleitung hinweggesetzt und die Arbeitnehmer zur Nichtbeachtung derselben aufgefordert hat. Die Firma hat daraufhin das Betriebsratsmitglied fristlos entlassen und die Schiedskammer des Landgerichts hat

diese fristlose Entlassung als gerechtfertigt bezeichnet und sein Urteil mit den bereits eingangs erwähnten Ausführungen begründet und noch weiter darauf hingewiesen, daß, da dem Betriebsrat und den einzelnen Mitgliedern desselben jeder Eingriff in die Betriebsleitung durch selbständige Anordnungen untersagt ist, der Betriebsrat, wenn er gegen diese gesetzliche Vorschrift verstößt, auch als Arbeitnehmer eine Handlung begeht, die das Gesetz verletzt und unter Ziffer 7 des § 123 GO. fällt. Der Unternehmer ist in solchen Fällen berechtigt, von der fristlosen Entlassung Gebrauch zu machen, auch wenn der Arbeitnehmer Mitglied des Betriebsrates ist. Auf den gleichen Standpunkt hat sich in einem ähnlichen Falle auch das Gewerbegericht Greiz in einem Urteil vom 15. 4. 1924 gestellt. Hier hat es sich darum gehandelt, daß entgegen den Bestimmungen eines verbindlich erklärten Schiedsspruches der Betriebsrat die Arbeitnehmer dahin beeinflußte, die Leistung von Überstunden abzulehnen. Die Überarbeit ist tatsächlich auch von der Belegschaft verweigert worden. Durch ein Vorgehen ist das Betriebsratsmitglied über seine Befugnisse als solches weit hinausgegangen. Es konnte daher, so begründet das Gewerbegericht mit Recht sein Urteil, keinem Zweifel unterliegen, daß das Betriebsratsmitglied durch sein Wirken in dieser Versammlung gegen § 123, Abs. 1, Ziffer 7 GO. verstoßen hat, indem es seine Mitarbeiter zu Handlungen verleitet hat, die gegen die Gesetze verstoßen haben. Denn als ein Verstoß gegen ein Gesetz in diesem Sinne ist nicht nur ein Verstoß gegen die durch die Reichs- oder Landesgesetzgebung dekretierten Gesetze, sondern auch jede Verletzung einer Vertragspflicht anzusehen. (Vgl. dazu Hück, Arbeitsvertragsrecht, S. 208.) Als eine solche Vertragspflicht war zweifellos auch die Ableistung von Überarbeit in dem durch den Schiedsspruch vom 5. März 1924 festgelegten Rahmen anzusehen. Wenn das Betriebsratsmitglied seine Mitarbeiter veranlaßt hat, diese Vertragspflicht zu verletzen, so war eben damit der Tatbestand des § 123, Abs. 1, Ziffer 7 GO. gegeben. Daraus folgt, daß der Arbeitgeber zur fristlosen Entlassung des Betriebsratsmitgliedes berechtigt war. Weiter folgt daraus, daß nach § 96, Abs. 2, Ziff. 3 BRG. die Entlassung des Betriebsrates auch ohne Zustimmung der Betriebsvertretung rechtswirksam war.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 46 vom 19. November 1925.

Kl. 37 a, Gr. 4. F 56 945. Hans Fritz, Mödling bei Wien, Alfred Kleinhenz u. Engelbert Kleinhenz, Kirchgasse 35/37, Wiesbaden. Hohlwand. 24. IX. 24. Österreich 8. V. 24.

Kl. 37 f, Gr. 4. H 97 790. Honnefwerke Act.-Ges., Dinglingen, Baden. Freistehender Turm über drei- oder mehreckigem Grundriß. 7. VII. 24.

Kl. 80 a, Gr. 22. A 39 087. Ambi-Verwaltung, Kommanditgesellschaft auf Aktien, Berlin SW 68. Vorrichtung zur Herstellung von Betondachziegeln mit lichtdurchlässigen Einlagen. 28. XII. 22.

Kl. 80 a, Gr. 46. K 81 041. Konrad Kisse, Berlin, Dorotheenstr. 54. Verfahren zur Herstellung von Betongegenständen durch Beklopfen der Form während der Füllung und bis zu genauer Ausfüllung des Formraumes. 1. III. 22.

Kl. 80 b, Gr. 1. H 99 664. Jakob Adolf Hermann, Offenbach a. M., Bernardstr. 102. Verfahren zur Herstellung von mit einem dauerhaften Farbanstrich versehbaren Zementmassen. 9. XII. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. K 93 773. Fa. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Verfahren zur Herstellung von Tonerdeschmelzzement. 7. IV. 25.

Kl. 80 b, Gr. 6. C 36483. Dr. Max Claasg, München, Beethovenplatz 3. Herstellung künstlicher Steinmassen aus Gips. 2. IV. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 46 vom 19. November 1925.

Kl. 19 a, Gr. 28. 422 559. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. Einrichtung zum Befördern von räderlosen, an nur einer Schiene angreifenden Mitteldruck-Gleisrückmaschinen. 16. II. 24. G 60 695.

Kl. 65 a, Gr. 54. 422 550. Fa. Atlas-Werke A.-G., Bremen. Elektrische Schleppwinde; Zus. z. Pat. 416 891. 20. IX. 24. A 43 074.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Hauptversammlung am 1. u. 2. Dezember 1925.

An wissenschaftlichen und festlichen Tagungen hat es in Deutschland im Verlaufe des letzten Sommers und Herbstes nicht gefehlt. Der Ernst der Wirtschaftslage gebietet auch hier, Sparsamkeit obwalten zu lassen. Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat längere Zeit überlegt, ob man dem Wortlaut der Richtlinien folgen und in dieser Zeit überhaupt eine „Ordentliche Mitgliederversammlung", wie sie in den Richtlinien heißt, veranstalten sollte. Die Notwendigkeit, aus rein geschäftlichen Gründen den erwähnten Richtlinien zu genügen, und der Wunsch, Mitglieder aus verschiedensten Gegenden Deutschlands zu einer gemeinsamen Veranstaltung zusammenzuführen, hat den Ausschlag gegeben. Eine einfache Form ohne jede festliche Veranstaltung schien das Gebot der Stunde. Daß recht viele Mitglieder auch von weither dem Rufe nach Berlin gefolgt waren und sich selbst durch die Unbilden eines strengen Winterwetters nicht abhalten ließen, hat bewiesen, daß das Richtige getroffen war.

Man hat es öfter versucht, die Tagungen wissenschaftlicher Vereine unter einen irgendwie gerade aktuellen Gesichtspunkt zu stellen. Dieser Versuch war bei der Hauptversammlung der D. G. f. B. nicht von vornherein beabsichtigt, er ergab sich aber zwanglos aus den Arbeiten, die die Ortsgruppe Brandenburg in neuerer Zeit besonders in ihren Vorträgen pflegt, der „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen", und in gewissem Sinne auch aus der Notwendigkeit für das deutsche Bauingenieurwesen, die Blicke über das Deutsche Reich hinaus ins Ausland zu lenken.

Wenn von Wirtschaftlichkeit im Bauwesen die Rede ist, so muß der Eindruck vermieden werden, als sage man damit dem Baufachmann etwas völlig Neues. Nicht die Forderung, die jedem Techniker in Fleisch und Blut übergegangen ist, mit geringsten Mitteln das Größtmögliche zu erreichen, ist dem Bauingenieurwesen an und für sich neu. Jede statische Berechnung z. B. dient diesem Zweck. Auf bisher wenig betretenen Wegen muß versucht werden, die Wirtschaftlichkeit zu heben. Baustoffe und Bauarbeiter, Forschungsingenieure und Baubetrieb sollen im Bauingenieurwesen in höherem Maße eine Rolle spielen als bisher und auf den Spuren anderer Fachrichtungen der Technik, insbesondere des Maschinenbaues, den für sie geeigneten, nicht kongruenten aber ähnlichen Pfad voranschreiten.

Die wissenschaftlichen Anstalten, die am Vormittag des 1. Dezember verschiedenen Gruppen von Teilnehmern der Hauptversammlung ihre Pforten öffneten, stehen im Dienste solcher Bestrebungen.

Vorträge in Fachvereinen und Bücher haben dem Bauingenieur in den letzten Jahren geläufig gemacht, was Psychotechnik heißt. Die mechanische Industrie und die Reichsbahnverwaltung haben sich in weitestem Maße bei der Auswahl von Lehrlingen, Arbeitern und Beamten die psychotechnische Eignungsprüfung zunutze gemacht. Darüber hinaus hat die Psychotechnik die Arbeitsvorgänge im einzelnen durchforscht. Das Bauingenieurwesen hat Eignungsprüfung und Forschungsergebnisse bisher wenig beachtet, obgleich die ersten Untersuchungen dieser Art von Amerikanern im Bauwesen vorgenommen worden sind.

Zweifellos können viele Arbeitsvorgänge und die meisten Arbeitsgeräte im Bauwesen an Hand psychotechnischer Durchforschung rationeller gestaltet werden.

Von jeher haben die exakten Wissenschaften im Versuch ein wertvolles Forschungsmittel gesehen. Die Ingenieurwissenschaften sind dem gefolgt. Beim Bauingenieur kann man dem Versuch gegenüber eine größere Zurückhaltung beobachten als beim Maschinenbauer, Schiffbauer, Hüttenmann oder Chemiker. Im Bauingenieurwesen sind viele Vorgänge durch rein mathematische Überlegungen erfaßbar. Erheblich später stellte man das Versuchswesen in den Dienst der wissenschaftlichen Forschung. Erst gut ein Jahrzehnt nach Gründung von Maschinenbaulaboratorien entstanden an deutschen Hochschulen Wasserbau- und Festigkeitslaboratorien. Eine der ältesten Forschungsanstalten ist die Staatliche Preußische Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau auf der Schleuseninsel im Tiergarten zu Berlin. Der Leiter der Anstalt, Oberregierungs- und Baurat Dr.-Ing. Krey, führte in einem Vortrag in die Aufgaben der Versuchsanstalt und ihrer Außenstelle bei Potsdam, wo 20 ha für Versuche zur Verfügung stehen, ein, während sich der Abteilungsleiter Regierungsbaurat Dr.-Ing. Winkel über die wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Erfolge äußerte. Die Anstalt stellt nicht nur allgemein-theoretische Versuche an, sondern auch solche für bestimmte vorliegende Bauaufgaben. Man geht dann daran, die Bauwerke nicht bloß auf Grund theoretischer Überlegungen, vielmehr an Hand der gewonnenen Versuchsergebnisse auszuführen. Das hat in vielen Fällen außerordentliche Kosten für verfehlte Anlagen gespart, also im wahrsten Sinne des Wortes die Wirtschaftlichkeit gefördert.

Älter als der Wasserbauversuch ist die Prüfung der Baustoffe in Materialprüfanstalten. Daß jeglicher Baustoff an Hand wissenschaftlich durchgeführter Versuche entsprechend geprüft werden kann, zeigte die Besichtigung der Abteilung für Baustoff- und Festigkeitsprüfungen des Staatlichen Materialprüfungsamtes in Dahlem. Druck, und Zerreißversuche an Probekörpern, wie sie vorgeführt wurden-

sind zwar dem Bauingenieur geläufig, aber manchem der älteren Generationen in dieser Form und diesem Maßstabe noch unbekannt. Die Auswirkungen von Frost und Nässe auf natürliche und künstliche Gesteine z. B. kann man künstlich vollziehen und entsprechende Beobachtungen anstellen. Zement und Beton haben die Anforderungen an das Prüfwesen mächtig gesteigert. Daß der Eisenbau nicht zurückbleiben will, sah man an der großen Prüfmaschine für ganze Brückenteile, Säulen und schwere Nietverbindungen, die durch Wasserdruck von 400 at Druckkräfte von 3000 t und Zugkräfte von 1500 t ausüben kann.

Die Vorträge am Abend des 1. Dezember behandelten den Fortschritt und die Wirtschaftlichkeit in Baustoffen und Bauweisen.

Regierungsrat Stegemann, Dresden, wies nach, wie bedauerlich es im eigensten Interesse des Hochbaues sei, wenn er sich neuzeitliche Bewegungen zur Verbesserung der Arbeitsmethode und der Baustoffe gegenüber oft zurückhält. Die gewaltigen Fortschritte, die von den Maschineningenieuren nach der wirtschaftlichen Seite gemacht wurden, wirken auch neuerdings auf den konservativen Hochbau ein. Man erkannte, daß unser hochwertiger Ziegel im Flachbau nicht voll ausgenutzt wird und daß in wärmewirtschaftlicher Beziehung Hohlmauern dem Vollmauerwerk überlegen sind. Der kleinformige Ziegelstein ist oft unrationell. So entstanden die Ziegelhohlbauweisen, die Material ersparen und wärmetechnisch von Vorteil sind. Der nächste Schritt war es, großformige Baukörper aus Kies oder Schlackenbeton einzuführen; der letzte, die Häuser monolithisch durch Schütt- oder Gußbauweisen herzustellen. Das ist allerdings nur wirtschaftlich, wenn für umfassende Bauvorhaben gleichzeitig Typenpläne verwendet werden. Diese Schwierigkeit wird in Zukunft das Spritzverfahren vermeiden, bei dem die Wand- und Deckenflächen unter Benutzung einfacher Holzhohlkörper gespritzt werden.

In glänzendem, formvollendetem Vortrag behandelte Geh. Regierungsrat Professor Robert Otzen, Hannover, die Aussichten, die die hochwertigen Baustoffe für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten bieten [1]). Unter aller Vorsicht, die für eine Voraussage in die Zukunft geboten ist, klärte er zunächst die Begriffe „hochwertiger Baustoff" und „wirtschaftliche Gestaltung". Er kam zu dem Schluß, daß von hochwertigen Baustoffen nur im Eisenbau und im modernen Steinbau, d. h. im Beton- und Eisenbetonbau die Rede sein kann. Ausführlich legte er dar, wie der hochwertige Baustahl 48 entstanden ist und welche Mehrleistungen er gegenüber dem Stahl 37 und anderen bekannten Sorten erwarten läßt. Im Betonbau ist es das Bindemittel Zement, das in neuester Zeit in stärkerem Maße als früher veredelt wurde. Wie sich die verschiedenen Zemente entwickelt haben und welche Folgerungen aus ihrer Anwendung zu ziehen sind, läßt sich zwanglos herausschälen.

Was der Baubetrieb dazu beiträgt, die Wirtschaftlichkeit zu fördern, läßt sich am ehesten auf einer Großbaustelle übersehen. Wohl die hervorragendste innerhalb Berlins ist zurzeit die des Großkraftwerkes Rummelsburg der Berliner Städtischen Elektrizitätswerke A.-G., die am Vormittag des 2. Dezember besucht wurde. Das Werk wird nach den Plänen des Direktors der Allgemeinen Elektricitätsgesellschaft, Geh. Baurats Professors Dr. Klingenberg, erbaut, den schwere Krankheit hinderte, selbst die in Aussicht gestellte Führung zu übernehmen [2]). Die Herren der Bauabteilung Rummelsburg der AEG. und die der an der Bauausführung beteiligten Firma Wayß & Freytag hatten es in liebenswürdiger Weise übernommen, die Baupläne und die Bauausführung zu erläutern. Das Kraftwerk soll den gesteigerten Ansprüchen der Stadt Berlin an elektrischer Energie gerecht werden. Das Werk wird nach völligem Aufbau 600 000 kW = rd. 764 000 PS leisten, nach dem ersten Ausbau mit drei Hauptturbinen und drei Vorwärmeturbinen 240 000 kW = rd. 320 000 PS. Nächst der Spree wird ein 30 000-Volt-Schalthaus mit Keller, Erdgeschoß und drei Stockwerken von rd. 140 m Länge, 18 m Breite und 19 m Höhe errichtet. Von ihm führen drei Kabelkanäle unter der bestehenden Köpenicker Chaussee hindurch zum eigentlichen Kraftwerk. Dem Wasser zugewandt kommt ein mehrstöckiges Gebäude für die Kühlwasserpumpen, die Siebhäuser für die Wasserreinigung und die Transformatorenkammer mit Schaltanlage. Aus diesem Gebäude wächst das Verwaltungsgebäude mit 35 m Höhe heraus, in dessen oberstem Stockwerk große Rohwasserbehälter eingebaut sind. Dahinter erhebt sich das riesige Maschinenhaus, und mit der Längsachse senkrecht dazu die Kesselhäuser. Das erste wird rd. 140 m lang, 25 m breit und 25 m hoch, die beiden Kesselhäuser je 40 m breit, 75 m lang und 30 m hoch. Alle Häuser werden in Ziegelstein und Eisen gehalten und mit rotbunten Klinkern verblendet. Das Eisenfachwerk bleibt sichtbar. Sämtliche Fundamente, die Grundmauern, die Kabelkanäle und die umfangreichen Kühlwasserkanäle von und zur Spree werden in Beton und Eisenbeton ausgeführt. Beim Besuch der Baustelle waren die Fundamente großenteils fertig, die Aufmauerung erst stellenweis begonnen und durch den strengen Frost unterbrochen. Die Turbinenfundamente haben mit Rücksicht auf die gewaltigen Abmessungen der Maschinen große Ausmaße. Die zwei Hauptturbinen werden auf ein gemeinsames Fundament gestellt. Eine Fundamentplatte ist rd. 20 × 26 m groß und 2 m stark, die Platte der Vorwärmeturbinen 6,5 × 13 m groß und 1 m stark. Für die 4 Turbinenfundamente sind insgesamt 3800 m³ Beton erforderlich. Trotzdem der Baugrund gut ist, wird jedes Turbinenfundament auf rd. 300 Betonpfähle von je 8—10 m Länge gesetzt, um die Erschütterungen von der Gebäudegründung fernzuhalten.

Im ganzen sind rd. 22 000 m³ Beton zu verarbeiten, wovon in 24 Stunden mit Rücksicht auf die dringend notwendige Fertigstellung des Kraftwerkes mindestens 400 m³ geleistet werden mußten. Wenn man 2 Maschinen von je 750 l Leistungsfüllung aufstellte, waren diese Massen nur bei doppelschichtigem Betrieb und zwar von 2 Maschinen je rd. 100 m³ in einer Schicht zu 7½ Stunden zu bewältigen. Um 100 m³ feste Masse zu erzielen, mußten die Maschinen in einer Schicht rd. 180 Mischungen schaffen. Diese Leistung der Maschinen war nur durch Gußbetonanlage fortzubewegen. Es wurden ein Hauptturm, in dem die Aufzüge liegen, und zwei Verteilungstürme, um die ganze Baufläche zu bestreichen, errichtet. Für den Betrieb genügte eine Schicht von 22 Mann. Bei Lorenbetrieb, der mit Rücksicht auf den Frost zur Zeit der Besichtigung eingerichtet war, war mehr als das Doppelte an Arbeitskräften erforderlich.

Alle Baustoffe werden teils unmittelbar auf der Spree angefahren und in weitgehendstem Maße mechanisch verladen, teils auf den unmittelbar nördlich am Kraftwerk vorbeiziehenden Eisenbahngütergleisen angefahren. In ähnlicher Weise wird später die Kohle, die zermahlen verfeuert wird, teils auf einem besonders zu erbauenden Stichkanal, teils mit der Bahn herangefahren.

Der Besichtigung in Rummelsburg war eine solche auf dem Untergrundbahnhof Nollendorfplatz vorhergegangen. Die Berliner Hoch- und Untergrundbahn wird in Zukunft eine vom Westen nach dem Osten durchgehende Linie und eine vom Westen nach dem Zentrum führende, jetzt bereits im Betrieb befindliche Strecke besitzen. Außerdem kommt südwestlich von Schöneberg her eine Strecke, die bisher am Nollendorfplatz im inneren Westen endet und später einmal durch den Tiergarten nach dem Nordosten fortgesetzt werden soll. Durch die Kreuzung all dieser Linien mit der bestehenden Strecke, die am Nollendorfplatz von der Hoch- zur Untergrundbahn übergeht, entsteht ein gewaltiges unterirdisches Bauwerk mit mehreren Stockwerken, das mit den kreuzungsfrei heranzuführenden Überschneidungen der einzelnen Linien und den dadurch gegeneinander verworfenen Tunnelführungen sehr interessante und schwierige Lösungen erfordert. Die anschließende Baustrecke nach dem Osten zu konnte noch im Bau besichtigt werden, während der Bahnhof selbst fertig, aber noch unbenutzt ist.

Der Blick der deutschen Bauingenieure und der deutschen Bauunternehmungen ist heute noch mehr als vor dem Kriege ins Ausland gerichtet. Aber auch der beamtete Bauingenieur, dessen Tätigkeitsfeld ausschließlich im Inlande liegt, muß den Wunsch haben, sich ein Urteil darüber zu bilden, wie das Ausland Ingenieuraufgaben auffaßt und löst. Studienreisen ins Ausland waren viele Jahre lang nicht und sind heute kaum möglich. Es wurde daher eine kleine — zur größeren reichte der Raum nicht — Ausstellung von Plänen und Photographien ausländischer Ingenieurbauten veranstaltet. Durch das Entgegenkommen einiger deutscher und ausländischer Herren war es möglich, bemerkenswerte holländische, schwedische, amerikanische, argentinische, ägyptische und russische Ingenieurbauten zu studieren.

Am Abend des 2. Dezember sprach zum Schluß in einem gemeinschaftlich mit dem Berliner Bezirksverein des Vereines deutscher Ingenieure und der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik veranstalteten Vortrag Professor Dr.-Ing. Ludin, Charlottenburg, über ein wichtiges Gebiet für die Auslandstätigkeit des deutschen Ingenieurs, über Transkaukasien und seine Wasserwirtschaft. Niederschlagsverhältnisse und Charakter der Flüsse dieses Landes sind sehr verschieden. Die der russischen Sowjetrepublik angehörigen Staaten von Transkaukasien haben unter Leitung von Professor Ludin durch ihre Ferromangankommission Studien über die Ausnutzung der Wasserkräfte des Rion und des Zschenis-Zkali angestellt, ebenso über die der Flüsse Kura und Arax für Bewässerungsentwürfe. Bemerkenswert ist auch ein Entwurf, den 1400 km² großen Goktschasee zu wasserwirtschaftlichen Zwecken auszunutzen. Eine Reihe von Entwürfen wird bereits ausgeführt.

In den wissenschaftlichen Teil der Hauptversammlung war ein geschäftlicher eingefügt. In ihm berichtete der Geschäftsführer im Anschluß an den „Rückblick auf die Tätigkeit" im Jahrbuch der Gesellschaft kurz über die Geschäftslage und über die Kassenverhältnisse. Auf Antrag der Rechnungsprüfer Professor Weihe und Oberbaurat Reiner erhielten Vorstand und Geschäftsstelle für ihre Geschäfts- und Kassenführung in der vergangenen Geschäftsperiode Entlastung. Dem in der unmittelbar vorhergegangenen Vorstandssitzung gestellten Antrage entsprechend wurde der Beitrag für 1926 wie folgt festgesetzt: Jährlich 8 RM., für Mitglieder, die gleichzeitig dem V. d. I. angehören, 6 RM., für Jungmitglieder 3 RM.

Allen denen, die durch Vorträge, Führung bei den Besichtigungen, Überlassung von Ausstellungsmaterial und in ähnlicher Weise zum Gelingen der Ordentlichen Mitgliederversammlung 1925 beigetragen und die uns durch ihre Teilnahme als Mitglieder, als Vertreter von Behörden oder Körperschaften erfreut haben, sei auch an dieser Stelle im Namen des Vorstandes der D. G. f. B. herzlicher Dank ausgesprochen.

Baer.

[1]) Die Vorträge von Stegemann und Otzen werden später ausführlich im Wortlaut veröffentlicht werden.

[2]) Zurzeit, da diese Zeilen in Druck gehen, findet die Trauerfeier für Professor Klingenberg statt, der am 7. Dezember seiner schweren Erkrankung erlegen ist. Sein Verdienst zu würdigen, mag berufener Seite vorbehalten bleiben; hier sei nur erwähnt, daß er bei den großen, von ihm erbauten Kraftwerken persönlich dieselbe Aufmerksamkeit dem bautechnischen wie dem maschinen- und elektrotechnischen Teil widmete.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 25. Dezember 1925 Heft 38

REISEEINDRÜCKE AUS DEM AMERIKANISCHEN EISENBAU[1].

Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.

In Deutschland herrscht vielfach noch mehr oder weniger die Ansicht, der deutsche Eisenbau sei dem amerikanischen in mancher Hinsicht überlegen, und zwar nicht nur in der Güte der Ausführung, sondern auch in der konstruktiven Durchbildung. Dies ist früher fraglos der Fall gewesen, trifft aber heute nicht mehr zu. Auf der Pariser Weltausstellung im Jahre 1900 hatte ein amerikanisches Eisenbauwerk, soweit erinnerlich, war es die Firma Millikens Brothers, die Pläne der Eisenkonstruktionen eines Hochhauses und gleichzeitig Musterstücke von Trägeranschlüssen, Stützenquerschnitten usw. ausgestellt. Die Teile waren derartig roh und unsauber ausgeführt, daß sie unseren Ansprüchen in keiner Weise genügen konnten. Die Bauten, die aber in diesem Jahre während einer Studienreise besichtigt wurden, konnten der Kritik standhalten; ohne Zweifel sind die Anforderungen, die heute in Amerika an die Sauberkeit und Genauigkeit der Arbeit gestellt werden, ganz andere, als sie die in Paris ausgestellten Musterstücke vermuten lassen mußten.

Der amerikanische Eisenbau hat sich aus den gegebenen Verhältnissen heraus in mancher Hinsicht in anderer Richtung entwickeln müssen als der deutsche oder, richtiger gesagt, der europäische; die Ursachen, die hierzu beigetragen haben, sind verschiedenartiger Natur. Der zu deckende Bedarf an Brücken und Hochbauten ist ein Vielfaches des unsrigen; der Umfang der einzelnen Bauwerke erreicht eine Größe, die uns fast fremdartig anmuten muß. Der Eisenbau wurde auf den Weg der Massenfabrikation geführt, der unwillkürlich Rückwirkungen auf die Einzelanfertigung ausübt. Ferner sind die Anschauungen der amerikanischen Ingenieure über die Zulässigkeit des Lochens, weiter die Höhe der Löhne in der Werkstatt und vor allem auf der Baustelle bei der Entwicklung der amerikanischen Eisenbautechnik von ausschlaggebendem Einfluß gewesen.

Der Verbrauch an Konstruktionseisen in den Vereinigten Staaten beträgt 8,1 Millionen Tonnen im Jahr; aber auch ohne Kenntnis dieser Zahl erhält man bei der Reise durch das Land einen Begriff von dem ungeheuren Bedarf an Eisenkonstruktionen. Meilenweit durchziehen Hochbahnen die Städte New York, Brooklyn, Philadelphia, Chicago und deren Vororte. Von einem Standort in Pittsburgh aus waren acht große Eisenbahn- und Straßenbrücken über dem Ohio und seinen beiden Ursprungsflüssen, dem Monogohela und dem Alleghany, zu erblicken; vier Brücken in dieser Stadt werden in den nächsten Jahren durch neue, schwerere ersetzt, da sie den gewachsenen Ansprüchen des Verkehrs nicht mehr genügen. Bei der Fahrt von Pittsburgh nach Chicago auf der Ohio-Baltimore-Bahn erblickt man Dutzende von Straßenüberführungen, alle in gleicher Größe und Ausführung. In Chicago liegt über dem Chicago- und dem Calumetfluß eine Klappbrücke neben der anderen. Man sieht alle nur erdenklichen Systeme von Hauptträgern; die Auswahl ist eine erheblich größere als bei uns. Gerberträger hält man im Gegensatz zu unseren Anschauungen erst bei einer Stützweite der eingehängten Träger von 60 m für wirtschaftlich.

Noch größer als der Bedarf an Brücken ist derjenige an Hochbauten, vor allem an Hochhäusern; im Frühjahr dieses Jahres herrschte in New York eine geradezu fieberhafte Tätigkeit bei dem Bau von Hochhäusern. In der Regel besitzen die neuen Hochhäuser 18—22 Stockwerke; Bauten wie das Woolworthgebäude mit 56 Geschossen bilden eine Ausnahme. Welche Gewichte hier in Frage kommen, geht aus den nachfolgenden Angaben hervor. Ein Geschäftshaus an der 33. Straße in New York von etwa 2500 m² Grundfläche und 18 Stockwerken enthält an Eisenkonstruktion 6300 t (die Tonne zu 1000 kg); die Konstruktion des Telephonhauses, ebenfalls in New York, das in diesem Jahre vollendet wird, wog 23 000 t, diejenige des Equitablehauses am unteren Broadway in New York, des umfangreichsten bisher errichteten Gebäudes, in dem 20 000 Angestellte arbeiten, 32 000 t. Die Hochhäuser sind keineswegs nur in den ganz großen Städten, wie New York, Philadelphia, Pittsburgh, Chicago usw., zu finden, auch in Orten wie Detroit, Bufallo usw. beginnen sie sich einzubürgern. In neuerer Zeit werden nicht nur die Geschäftshäuser als Hochhäuser errichtet, man beginnt in New York auch Wohnhäuser als solche zu bauen. An der Riverside-drive, einer der vornehmsten Straßen New Yorks, die sich am Hudson entlang zieht, findet man zahlreiche vornehme Mietshäuser mit 14 Geschossen und mehr. Auch die Universität in Pittsburgh, mit echt amerikanischem Stolz als our cathedral of learning bezeichnet, wird als Hochhaus mit 54 Stockwerken errichtet. Man hat ein Hochhaus gewählt, um den Verkehr in der Universität zu erleichtern. Die Wege sind bei der gewählten Bauart offensichtlich viel kleiner als die bei der Verteilung der gleichen Räume nach europäischer Bauweise in einer größeren Anzahl vier- oder fünfgeschossiger Gebäude sich ergebenden. Das Universitätsgebäude wird durch seine baukünstlerische Bedeutung alle bis jetzt ausgeführten Hochhäuser weit überragen; der Stein gibt dem Streben des Menschen nach hohen geistigen Zielen einen machtvollen Ausdruck. Bezeichnend für die Denkart des Amerikaners ist die Tatsache, daß das Gebäude aus Spenden der Bevölkerung errichtet wird.

Es dürfte für den Eisenbau von Interesse sein, daß der Eisenbeton bei Bauwerken bis zu 14 Geschossen dem Eisenbau gegenüber wettbewerbsfähig ist.

Gewaltig ist naturgemäß der Bedarf an Eisenkonstruktionen in der gesamten Industrie; nur im Bergbau ist der Verbrauch, soweit beobachtet werden konnte, in Amerika geringer als bei uns. Die gewaltigen Hüttenanlagen in Youngtown und Gary, die großen Lokomotiv-, Waggon- und Maschinenfabriken in den Industriezentren, wie Philadelphia, Pittsburgh und Chicago, die großen Ölraffinerien der Standard Oel-Compagnie und der Sinclair Oel-Gesellschaft geben ein anschauliches Bild von der Größe des amerikanischen Bedarfs. Es hat den Anschein, daß die Werkstattbauten in Deutschland im allgemeinen geräumiger sind als in den Vereinigten Staaten, und daß im großen und ganzen unsere Stützenentfernungen größere sind als in Amerika. Auffallend ist, daß die Dachkonstruktionen häufig selbst bei neueren Bauten verwickelt ausgebildet sind und die Einfachheit in ihrem konstruktiven Aufbau vermissen lassen, die man an anderer Stelle bei der Durchbildung der Eisenkonstruktionen findet.

Das Streben, möglichst viele Teile eines Bauwerks in gleicher Konstruktion herzustellen, ist jedoch unverkennbar, so daß von einer Massenfabrikation gesprochen werden muß.

Die Werkstattlöhne sind in Amerika wesentlich höher als bei uns; sie sind am höchsten in New York. Hier werden

[1]) Nach einem auf der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in Karlsruhe i. B. am 27. Oktober 1925 gehaltenen Vortrag.

Stundenlöhne von 65—75 Cents gezahlt. Nach dem Westen zu sinken die Löhne, sie betragen in Pittsburgh und Chicago etwa 10 Cents je Stunde weniger; sie belaufen sich also auf das Drei- bis Vierfache unserer Löhne. Die Arbeitszeit beträgt durchschnittlich 9½ Stunden täglich; Vorschriften über die zulässige Dauer der Arbeitszeit bestehen in Amerika nicht, man richtet sich nach dem vorliegenden Auftragsbestand und begegnet bei der Festsetzung der Zahl der Arbeitsstunden bei den Belegschaften keinen Schwierigkeiten. Die Entlohnungsarten sind recht verschieden; vielfach wird im Lohn gearbeitet, teilweise werden Prämien bei der Überschreitung bestimmter Leistungen vergütet, teilweise fallen die Prämien nur an die Vorarbeiter oder Meister. Die Akkordarbeit ist in den Werkstätten wenig üblich.

Ganz außergewöhnlich hoch ist die Bezahlung der Montagearbeiter; sie erhalten einen Stundenlohn von 1,50 $ je Stunde; die Vorarbeiter werden mit 1,75 $ entlohnt. Die Montagearbeiter sind sehr straff organisiert; sie haben diese Löhne bei einem viele Monate dauernden Streik durchgedrückt. Bei der starken Bautätigkeit, die in New York herrschte, wurden diese Löhne noch vielfach um 25 Cents je Stunde überschritten; die Arbeitszeit auf den Baustellen beträgt durchgängig acht Stunden je Tag.

Es kann nun nicht überraschen, daß die Leistungen der einzelnen amerikanischen Werkstätten diejenigen unserer Werke um ein Vielfaches überragen. Die American Bridge Company erzeugt in ihrem Werk in Ambridge bei Pittsburgh monatlich 15 000 t, das Werk der gleichen Gesellschaft in Gary im gleichen Zeitraum 10 000 t. Die Hay Foundry and Iron Works in Newark in New Jersey, die nur Konstruktionen für Hochhäuser ausführen, liefern monatlich etwa 6000 t, die Pittsburgh Bridge and Iron Works in Rochester — ein älteres kleines Werk — stellen monatlich 3000 t her; Mc. Clintic, Marshall & Co. in Leetsdale bei Pittsburgh erzeugen monatlich 8000 t. Viele Werke liefern außer Eisenkonstruktionen auch Ölbehälter. Das größte Werk für reine Blecharbeiten, die Riter, Conley Construction Comp. in Leetsdale bei Pittsburgh, ist in der Lage, monatlich 12 000 t Ölbehälter oder 7000 t Rohrleitungen, Kessel für Ölwagen usw. zu liefern. Von welchem Umfange die dem Werk übertragenen Lieferungen sind, erhellt aus der Tatsache, daß ein Auftrag 760 gleiche Behälter für Kesselwagen umfaßte.

Die technischen Büros der amerikanischen Eisenbauwerkstätten sind im allgemeinen nicht so umfangreich wie bei uns, da sie sich vorwiegend nur mit der Herstellung der Werkstattzeichnungen befassen; Entwürfe und statische Berechnungen werden, wie bekannt, durch Zivilingenieure bearbeitet; nur wenige große Werke weichen von diesen Gepflogenheiten ab. Die Arbeitskräfte der großen technischen Büros werden in Gruppenführer, Checker und Konstrukteure eingeteilt. Die Checker überprüfen die sämtlichen Zeichnungen auf richtige Maße, die Übereinstimmung der Anschlüsse usw.; sie haften für alle Fehler, sie tragen auch Sorge, daß die Ausführung mit den in der Werkstatt vorhandenen Maschinen und Einrichtungen unter geringstem Kostenaufwand erfolgen kann. Die Werkstatt übt auf das technische Büro einen weitgehenden Einfluß dahin aus, daß die Konstruktionseinzelheiten unter dem Gesichtspunkt einfacher und billiger Herstellung durchgebildet werden. Entsprechen die Zeichnungen dieser Forderung nicht, so werden sie von der Werkstatt an das T. B. zurückgegeben. Auf klare und deutliche zeichnerische Darstellung, die jeden Irrtum und jede Nachfrage ausschließt, wird außerordentlicher Wert gelegt. Alle Zeichnungen erhalten eine handliche Größe. Strenge Vorschriften regeln die Art der Darstellung auf den Zeichnungen sowie die Materialbestellung. Man trägt Sorge, daß die zeichnerische Arbeit auf das äußerste Maß beschränkt wird; jeder überflüssige Strich ist verpönt. Besondere Aufmerksamkeit wird darauf verwendet, gleichartige Lochbilder zu erzielen, um die Zahl der anzufertigenden Schablonen niedrig zu halten; man sieht es als einen Gewinn an, wenn Teile der Schablone für ein größeres Arbeitsstück bei der Bearbeitung anderer kleinerer Arbeitsstücke benutzt werden können. Man scheut sich nicht, um dieses Ziel zu erreichen, einige Niete mehr anzuordnen als mit Rücksicht auf die anzuschließenden Kräfte notwendig sind. Häufig wiederkehrende Anschlüsse werden normalisiert. Die Vereinfachung und Vereinheitlichung der konstruktiven Durchbildung würde undurchführbar, wenn nicht die Besteller eine weitgehende Rücksichtnahme übten und ihre Sonderwünsche, denen man in Deutschland so häufig begegnet, zurückstellen würden.

Recht eigenartig und beachtenswert ist die Gehaltsfestsetzung für die Ingenieure auf dem technischen Büro der American Bridge Company in Gary. Die Eigenschaften, Fähigkeiten und Kenntnisse werden in der Weise nach Punkten bewertet, daß die Höchstzahl 100 beträgt; diese Zahl entspricht dem Höchstgehalt der betreffenden Gruppe. Die Höchstzahl der Punkte beträgt beispielsweise bei den Gruppenführern für die theoretische Ausbildung 10, für Fleiß 10, für Erfahrungen im Konstruieren 20, für Urteilsfähigkeit, Initiative usw. 30. Bei einer Punktzahl von 90—100 beträgt das Monatsgehalt der Gruppenführer 300—310 $, bei 80—90 Punkten 290—300 $ usf. Das Monatsgehalt der Checker beläuft sich auf 210—260 $, dasjenige der Konstrukteure auf 125—215 $. Statiker werden nach Leistung bezahlt; man verlangt von ihnen außer ihrer theoretischen Schulung eine ausreichende Vorbildung in der Werkstatt und auf dem Konstruktionsbüro. Das Werk besitzt eine eigene Schule zur Ausbildung der Konstrukteure.

Die Länge der den Werkstätten von den Hüttenwerken gelieferten Profilstäbe überschreitet die bei uns übliche teilweise recht erheblich; so liefert die Carnegie Steel Company Winkeleisen von 8 Zoll Schenkelbreite bis 36 m, solche von 6 Zoll Schenkelbreite von 24—29 m je nach der Stärke, I-Träger von 12 bis 24 Zoll Höhe bis 22,5 m, ebenso V-Eisen von 12 bis 15 Zoll Höhe in der gleichen Länge. Das Material ist sehr sauber gerichtet; soweit beobachtet werden konnte, sind die amerikanischen Hüttenwerke den unsrigen bezüglich der exakten Ausführung der Walz- und Richtarbeit überlegen. Wie versichert wurde, kennt man in Amerika die Schwierigkeiten bei der Materialbeschaffung, mit denen die deutschen Werke dauernd zu kämpfen haben, nicht. Die Lieferungen erfolgen schnell. Als Beispiel sei angeführt, daß das Werk in Gary nachmittags 3½ Uhr eine Bestellung auf 10 große Ölbehälter von je 170 t Gewicht erhielt; die erste Materialbestellung wurde am gleichen Tage telephonisch beim Blechwalzwerk aufgegeben, die Walzung der Bleche begann in der Nacht, die Verladung am darauffolgenden Morgen, mittags liefen die ersten Waggons in der Werkstatt ein, ehe 24 Stunden seit der Bestellung verflossen wären, wurde die Bearbeitung in Angriff genommen, 14 Tage nach Eingang der Bestellung wurden die beiden ersten Behälter abgeliefert.

Die Werkstattstechnik in Amerika zeigt gegenüber der unsrigen manche einschneidenden Unterschiede; die hauptsächlichsten sind die Verwendung von Holzschablonen, die Lage der Kranbahnen senkrecht zu dem Wege, den das Material durch die Werkstatt nimmt, die Herstellung der Löcher durch Stanzen, die Art des Zusammenbaues, der im Regelfalle nur soweit durchgeführt wird, wie es die Lademöglichkeit der einzelnen Bauglieder verlangt, die Ausführung der Nietung auf besonderen Nietplätzen und die scharfe Prüfung der fertigen Teile und namentlich deren Anschlüsse vor dem Anstrich und der Verladung.

Die Bearbeitung der Profile erfolgt durchgängig bei längeren Stäben nach Holzschablonen, bei kurzen Stäben und Knotenblechen, Futterstücken und dergleichen nach Pappschablonen. Die Holzschablonen bestehen aus schmalen Latten, auf welchen die Lochteilungen eingerissen werden. Nach diesen Schablonen werden die Anschläge an den Lochwerken eingestellt; stellenweise werden die Löcher durch eingeschlagene kurze kopflose Stifte, die etwa 10 mm aus der Holzlatte hervorstehen, gekennzeichnet. Diese Schablonen werden in der

Weise verwendet, daß die Stifte als Anschläge beim Lochen dienen. Zickzackteilungen werden auf einem Riß angebracht; die Löcher der einen Nietreihe werden dabei durch Kreise, die des zweiten Nietrisses durch Kreuze gekennzeichnet. Die Holzlatten werden nach Gebrauch abgehobelt und von neuem verwendet. Die Pappschablonen für Anschlußwinkel usw. sind ein getreues Abbild der Arbeitsstücke. Die Schablonenmacher besitzen eine ganz erstaunliche Geschicklichkeit und Schnelligkeit bei ihrer Arbeit, ihre Leistungen sind fabelhaft; ihre Zahl ist daher im Vergleich mit der Gesamtbelegschaft verhältnismäßig gering; ein Werk, dessen Arbeiterzahl 185 betrug, beschäftigte nur vier Schablonenmacher. Diese geringe Zahl ist naturgemäß zum großen Teil dadurch begründet, daß die Einzelheiten der Konstruktionen in weitgehendem Maße vereinheitlicht sind. Das bei uns übliche Ankörnen jedes einzelnen Werkstückes ist in Amerika unbekannt; nur in Sonderfällen greift man zum Anreißen der Bearbeitung auf dem Werkstück.

Die Grundrißanordnung der amerikanischen Werkstätten ist unter dem Gesichtswinkel durchgebildet, den Weg des Materials auf ein Mindestmaß zu beschränken. Die neueren Werke zeigen ein gleiches Gepräge. Das ankommende Material wird im Freien unter nebeneinanderliegenden Kranbahnen gelagert, deren Anzahl in Ambridge nicht weniger als fünf betrug. Vom Lagerplatz wird das Material auf kräftigen Schmalspurgleisen mittels hochrädriger Wagen in die Werkstatt befördert; die Förderwagen wurden in Ambridge durch Ford'sche Zugmaschinen bewegt. Die Kranbahnen in der Werkstatt laufen gleichgerichtet mit den Lagerkranbahnen senkrecht zum Wege des Materials, die Stützweite der Krane entspricht etwa der Größtlänge der Profilstäbe, sie besitzen meistens zwei Hubwerke, die eine Traverse mit zwei Anschlagstellen tragen. Vielfach sind als Traversen I-Eisen verwendet, auf deren unteren Flanschen die beiden Gehänge, an denen die Ketten befestigt sind, von Hand bewegt werden können; die Krane über den Zulagen und den Nietplätzen besitzen wie bei uns nur einen Lasthaken. Preßlufthebezeuge werden selten verwendet. Die Krane nehmen das Material von den Transportwagen und legen es auf die Zulagen an den Maschinen; durch Rollgänge ist Sorge getragen, daß die einzelnen Stäbe an den Maschinen leicht von Hand verschoben werden können. Läuft das Material nicht bei dem Verarbeitungsgang von einer Maschine zur anderen, was nach Möglichkeit angestrebt wird, so bringt der Kran es zum Transportgleise zurück; auf diesem wandert es weiter in das nächste Kranfeld, um hier einem weiteren Bearbeitungsgang unterzogen zu werden. Im großen und ganzen verfolgt es einen Zickzackweg. Die Herstellung der Löcher erfolgt auch bei Brücken fast ausschließlich durch Stanzen. Nach einer Mitteilung von Herrn Dr. Lindenthal sind nur bei zwei von ihm erbauten Brücken die Löcher gebohrt worden. Bei dieser üblichen Bearbeitungsweise kann es nicht überraschen, daß die amerikanischen Bohrmaschinen den unsrigen weit unterlegen sind. Sie sind schwer und unhandlich und besitzen selbst bei elektrischem Einzelantrieb noch Riementriebe. Im Gegensatz hierzu sind die amerikanischen Lochmaschinen zu höchster Vollendung entwickelt. Ihre Bauart ist durchgängig außerordentlich kräftig. Man findet Einfach-, Mehrfach- und Vielfachlochstanzen, letztere zur Aufnahme bis zu 24 Stempeln ausgestattet. Das größte Interesse beanspruchen die Vielfachlochstanzen; sie sind mit einem Schleppwagen ausgerüstet, der die Werkstücke mittels Spannvorrichtung erfaßt und unter den Lochstempeln durchzieht. Die Lochteilung wird durch die Anschläge, welche die Stellung des Schleppwagens während des Stanzvorganges regeln, festgelegt. Die Anschläge werden in einer Doppelleiste nach den Holzschablonen eingestellt; vielfach dienen die in die Holzschablonen eingeschlagenen Stifte als Anschläge. Es finden sich die verschiedenartigsten Konstruktionen im Gebrauch; die vollkommenste Maschine arbeitete vollständig selbsttätig durch elektrische Steuerung derartig, daß nach der vollendeten Stanzung der Schleppwagen, der durch einen Elektromotor bewegt wird, von der Stanze aus in Bewegung gesetzt wird. Sobald ein an ihm angebrachter Kontakt den nächsten Anschlag der Schablone berührt, wird der Wagen festgestellt und die Stanze vom Wagen aus eingerückt. Nach erfolgter Stanzung wird der Schleppwagen wieder in Bewegung gesetzt usf. Die Stanze macht 20 Hübe in der Minute, stellt also bei gleichzeitiger Verarbeitung von acht Winkeln 160 Loch in der Minute her. Während des Stanzens werden die Winkel selbsttätig gegen die Matrize gepreßt; auf diese Weise wird der richtige Lochabstand von der Winkelkante gesichert. Der Umbau einer Stanze beansprucht etwa eine Stunde. Werden Bleche gestanzt, so ist es möglich, durch Schaltung der Stempel mittels Druckstücke die verschiedenartigsten Lochbilder zu erzielen. Die Durchschnittsleistung einer derartigen Stanze beläuft sich auf 30000 Loch in 9½ Stunden. Die Abweichung in der Lochentfernung beträgt bei dieser selbsttätigen Maschine gegenüber den Maßen der Schablone höchstens 0,8 mm. Der Geschicklichkeit der Locher muß das höchste Lob gezollt werden; an Einzelstanzen von 40 und 45 Hüben in der Minute nutzten sie bei der Verarbeitung von kurzen Winkeleisen und handlichen Knotenblechen jeden Hub der Maschine aus. Die Leute erreichten Leistungen von 7000 Loch in einer Schicht; eine Gruppe von zwei Leuten erreichte beim Lochen schwerer T-Träger, die für Stützen bestimmt waren, mittels einer Vierfachlochstanze 4000 Loch in der Schicht.

Das Ablängen der Winkeleisen, das Schneiden der Bleche erfolgt in gleicher Weise wie bei uns. Zum Ausklinken der Träger benutzt man Ausklinkmaschinen, ähnlicher Bauart wie die der unsrigen; sie sind zum größten Teil zum gleichzeitigen Bearbeiten zweier Flanschen eingerichtet.

Der Zusammenbau vollzieht sich in den amerikanischen Werkstätten in anderer Form und wesentlich schneller als bei uns; während in Deutschland der größte Teil der Grundfläche der Werkstätten durch die Zulagen in Anspruch genommen wird, sind die von ihr in Amerika beanspruchten Flächen von auffallend geringem Umfange. Man baut die Bauteile durchgängig nur soweit zusammen als es die Lademöglichkeit zuläßt; auf den Zulagen wird nur in Einzelfällen genietet, nötigenfalls werden einzelne Teile vorgenietet und zum weiteren Zusammenbau wieder zur Zulage zurückgebracht. So werden beispielsweise die Gurtwinkel von Blechträgern mit den Gurtplatten zusammengebaut und genietet. Alsdann werden diese Gurtungen wieder zur Zulage geschafft, an die Stehbleche gebaut, die Stoßlaschen der letzteren und die Aussteifungswinkel angebracht. Sodann wandert der Träger zur Nietmaschine zurück, um fertig vernietet zu werden. Das Nieten erfolgt durch mit Preßluft oder Preßwasser betätigte Nietmaschinen. Einzelne Werke bewegen die Nietmaschinen, die an einem Kran aufgehängt sind; die meisten besitzen feststehende Nietmaschinen, die zum Teil in der Höhe verstellbar sind, und bewegen das Werkstück. Die Leistungen der Nietkolonnen sind sehr hoch; die Durchschnittsleistung wurde allgemein zu 1800—2000 Stück je Schicht angegeben, die Höchstleistung zu 2500 Stück im gleichen Zeitraum. Revolvernietung wird nur wenig angewandt. Das Erhitzen der Niete erfolgt bei Nietmaschinen ausschließlich in mit Gas oder Kohle geheizten Flammöfen, bei der Revolvernietung sehr häufig mittels elektrischer Nieterhitzer, die durchgängig mit sechs Wärmstellen versehen sind und keine Kühlung der Elektroden besitzen.

Die Löcher bei Brücken werden bei Durchmessern von ¾ Zoll aufwärts aufgerieben, jedoch bei aufzureibenden Löchern ist der Durchmesser des gestanzten Loches $^1/_8$ Zoll kleiner als der des aufgeriebenen Loches, bei einem Fertigmaß von $1^1/_8$ Zoll ist der Unterschied ¼ Zoll. Die Nietschäfte sind im ersteren Falle um $^1/_{16}$, im letzteren Falle um $^3/_{16}$ Zoll kleiner als die Lochdurchmesser. Das Aufreiben erfolgt nur in Sonderfällen mit den bei uns üblichen elektrisch oder durch Druckluft angetriebenen Handapparaten. Im allgemeinen werden die aufzureibenden Werkstücke unter kräftige Portale, an denen

sechs bis acht Radialbohrmaschinen angeordnet sind, gebracht und mittels dieser bearbeitet. In Gary und Ambridge werden die Anschlußlöcher von Brückenquerträgern mittels wagerecht arbeitender Bohrmaschinen am fertigen Träger gebohrt. Die genaue Lage der Löcher wird durch Bohrschablonen mit gehärteten Bohrbüchsen gesichert.

Flächen, die große Drücke übertragen, werden am fertigen Stück sauber auf großen Schlittenstirnradfräsmaschinen, die Messerköpfe bis zu 1,8 m Durchmesser besitzen, bearbeitet. In einem Werk waren zwei derartige Maschinen einander gegenüber so aufgestellt, daß ihr Abstand verändert werden konnte; auf ihnen wurden Stützen für Hochhäuser auf beiden Enden gleichzeitig gefräst. Auf diese Weise erhielten Stützen, die in gleichen Geschossen verwendet wurden, absolut gleiche Länge.

Hauptträger von Fachwerkbrücken werden nur auf besonderen Wunsch des Bestellers in ähnlicher Weise wie bei uns vollständig zusammengebaut. Dieser Zusammenbau, assembling genannt, während man beim üblichen Zusammenbau von fitting spricht, geschieht im Freien; die Löcher in den Stößen und Anschlüssen werden durch transportable Radialbohrmaschinen aufgerieben.

Sämtliche Bauteile werden vor dem Anstrich an Hand der Zeichnungen eingehend auf alle Einzelheiten scharf geprüft, namentlich die Anschlüsse. Fehler, die zu Nacharbeiten auf der Baustelle führen, sind, wie wiederholt versichert wurde, sehr selten.

Fast alle Werke besitzen ausgedehnte, von Kranbahnen überspannte Plätze zum Lagern der fertigen Bauteile, welche als Puffer zwischen Werkstatt und Baustelle dienen. Diese Kranbahnen laufen parallel zu denen des Lagerplatzes für das ankommende Material und denen der Werkstatt.

Die Hilfsmittel zur Bedienung der Bearbeitungsmaschinen sowie die an den Maschinen vorhandenen Einrichtungen zur Befestigung der Werkzeuge sind in den amerikanischen Werkstätten ganz hervorragend durchgebildet. Man scheut keine Ausgabe, um den Arbeiter von schwerer körperlicher Arbeit zu entlasten und versucht auf jede Weise, durch Erleichterung seiner Handgriffe seine Leistungsfähigkeit zu heben.

Das Verhältnis des amerikanischen Arbeiters zu seinen Vorgesetzten ist im scharfen Gegensatz zu unseren Verhältnissen ein durchaus kameradschaftliches, ohne daß dabei die Disziplin im Betriebe in irgend einer Weise leidet. Es ist üblich, daß man den Arbeitern, von denen man beim Besuch der Werkstätten eine Auskunft erfragen will, vorgestellt wird. Das offene, von jeder Befangenheit oder Unterwürfigkeit freie Benehmen des Arbeiters, das deutlich sein Selbstbewußtsein in bester Form zum Ausdruck bringt, lernt man bald schätzen und anerkennen. Gearbeitet wurde durchgängig sehr fleißig, ohne daß man den Eindruck hatte, es herrsche Zwang und Antreiben.

Die Aufstellung der Eisenkonstruktionen erfolgt nicht nur durch die Eisenbauwerke selbst, sondern auch durch Unternehmungen, die sich lediglich mit dem Montieren befassen. Die Ausrüstungen der Baustellen sind durchgängig vorzüglich; wie weit die Amerikaner hier gehen, zeigt die Tatsache, daß die Overland Construction Co. in Chicago, das größte Montageunternehmen, einen fahrbaren, regelspurigen Dampfdrehkran von 90 t Tragfähigkeit zum Einlegen von Brücken besitzt. Die Montagezeiten sind erstaunlich kurz. Für die Aufstellung der oben erwähnten Eisenkonstruktion eines Hochhauses von 6300 t Gewicht war ein Zeitraum von 8 Wochen angesetzt; fünf Wochen nach dem Beginn der Arbeiten war man beim Aufstellen des fünfzehnten und sechzehnten Geschosses; dabei ist zu berücksichtigen, daß alle Anschlüsse im Umkreis von 75 cm um jede Stütze genietet wurden. Die Decke über dem Keller und die drei folgenden Decken waren zu diesem Zeitpunkt betoniert und ausgeschalt, zwei weitere Decken standen in der Schalung, die Leitungen für Licht, Wasser und Heizung waren in den untersten Geschossen bereits verlegt usw.

Die eisernen Bäume der Montagekräne sind sehr schlank, das Gitterwerk in deren Wänden engmaschig; der Mittelbaum ist stets länger als der Ausleger, um das Drehen der Maste unter den Fangtauen hindurch zu ermöglichen. Eine Einbaumannschaft besteht aus acht Leuten, dem Richtmeister, dem Vorarbeiter, dem Mann an der Winde, dem Signalgeber, zwei Leuten zum Anschlagen der Bauteile und zwei Leuten zum Verschrauben. Die Winde verbleibt für die Dauer der Aufstellung im Kellergeschoß. Das Drehen des Mastes, der auf einem Kugellager ruht, geschieht stets mit vollständig eingezogenem Ausleger von Hand. Die Geschwindigkeit beim Heben der Last und beim Bewegen des Schwenkers ist erheblich größer als bei uns. Ein in etwa 60 m Höhe stehender Schwenkmast benötigte für einen Zug zum Fördern der Bauteile vom Gelände bis zur Arbeitshöhe durchschnittlich fünf Minuten; in diesem Zeitraum fuhr der leere Haken von der Arbeitsbühne bis zur Straße herunter, die Last wurde angeschlagen, hochgezogen und abgesetzt. Das Aufstellen eines Schwenkmastes mit einem Ausleger von 24 m Länge und 20 t Tragfähigkeit dauert 9—10 Stunden, den Mast von einer Arbeitsbühne auf die nächst höhere zu bringen, 4 Stunden.

Die Ruhe und Sicherheit der Arbeiter ist erstaunlich; man hört selten einen Zuruf, mittels kleiner Winke und Handbewegungen regelt der Richtmeister alle Hantierungen, dabei kein Hasten, aber ein ständiges ruhiges Arbeiten.

Nicht alle amerikanischen Eisenbauwerkstätten und Montagestellen bieten das glänzende Bild, das vorstehend geschildert ist. Es gibt selbstverständlich auch kleinere Werkstätten, die mit einfachen Maschinen und Mitteln arbeiten und sich in ihrem Aufbau und Betrieb unseren Verhältnissen nähern. Das Gleiche gilt für die Baustellenbetriebe; so benutzte man bei der Errichtung einer Halle einen Bock aus zwei Bäumen, an welchen ein einfacher Haspel, der mit zwei Dreharmen betätigt wurde, angebracht war; als Zugorgan diente ein Hanfseil.

Zum Schlusse ein kurzer Hinweis, in welcher Hinsicht die amerikanische Technik einen Vorsprung vor der unsrigen erlangt hat. Die Arbeiten verlaufen viel reibungsloser als bei uns, weil die Vorbereitungen bessere sind; die geistige Durchdringung der gesamten Arbeitsvorgänge, die ihren stärksten Ausdruck in den Werkstätten von Ford findet, ist staunenswert, nichts bleibt dem Einzelnen und dem Augenblick überlassen. Eine genaue rechtzeitige Festlegung aller Arbeiten in bezug auf die Zeit und die Art der Ausführung sichert nicht nur bei Massenfabrikationen einen fließenden Gang der Fabrikation, sondern erfaßt auch Einzelherstellungen. Es kann keinem Zweifel unterliegen, daß die amerikanischen Ingenieure Meister in der Führung der Betriebe — diesen Begriff im weitesten Sinne gefaßt — sind. Der Umsatz in den Werkstätten ist ein erheblich schnellerer als bei uns. Es würde falsch sein, wenn man versuchen wollte, die amerikanischen Arbeitsmethoden unverändert zu uns zu verpflanzen; sie bieten jedoch außerordentlich viele Anregungen zur Verbesserung unserer Arbeitsweisen, wir dürfen sie nicht unbeachtet lassen. Es ist dringend zu wünschen, daß unsere jungen Konstrukteure und Betriebsbeamten einige Jahre in den amerikanischen Werken arbeiten und das dort Gelernte hier nutzbar machen.

ZUR THEORIE STEIF BEWEHRTER GEWÖLBE.

Ergänzungen zur teilweisen Anhängung des Wölbegewichtes und Ermittlung der günstigsten Bogenform.

Von Privatdozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag.

(Schluß von Seite 1024.)

5. Ausweichen der Bogenwiderlager.

Einem seitlichen Ausweichen der Bogenwiderlager entspricht eine Verringerung der Bogenkraft im Eisenbogen und eine Vergrößerung der Jochdrücke, so daß dadurch die Wirkung der Gerüstsenkungen zum Teil ausgeglichen wird. Denkt man sich den Bogenscheitel festgehalten und bezeichnet man mit Δ die wagerechte Verschiebung der Kämpfergelenke, so kann diese beim statisch bestimmten Grundsystem nur in der Weise ermöglicht werden, daß durch Verflachung der Krümmung und Verlängerung der einzelnen Glieder der Gelenkskette wagerechte Verschiebungen der Stabenden eintreten. Die Widerlagerverschiebung Δ wird sich nun nach den Querschnitts- und Krümmungsverhältnissen der einzelnen Stäbe auf die n Gleitstützen aufteilen. Nimmt man nun näherungsweise mit Rücksicht auf die konstante Krümmung der Parabel an, daß sich jedes Kettenglied um den Betrag $\mu \sec \varphi$ verlängert, dann leistet es zur Verschiebung Δ den Beitrag $\mu \sec^2 \varphi$; folglich muß:

$$\mu \sum_r^n \sec^2 \varphi = \Delta \quad \text{oder} \quad \mu = \frac{\Delta}{\sum\limits_r^n \sec^2 \varphi} = \frac{\Delta}{\sigma}$$

sein; dann ist bei Verlängerung des ν-ten Stabes allein der Stabdrehwinkel desselben:

$$54) \qquad \Delta \varphi_{\nu, w} = \frac{\Delta}{\sigma} \frac{\sec^2 \varphi_\nu \sin \varphi_\nu}{\lambda \sec \varphi_\nu} = \frac{\Delta}{\lambda \sigma} \operatorname{tg} \varphi_\nu$$

d. h. es gelten für die weitere Berechnung dieselben Gleichungen, wie sie für Temperaturänderung angeschrieben wurden, nur ist statt $\omega\, t$ der Ausdruck $\frac{\Delta}{\lambda \sigma}$ überall einzusetzen.

Wie der Fall der Widerlagerverschiebungen gezeigt hat, treten durch Gleiten der Stabenden des statisch bestimmten Grundsystems im statisch unbestimmten Tragwerk zusätzlich Spannungen auf; Gleitungen und dadurch bedingte Stabdrehwinkel zeigen sich aber sowohl bei Belastung mit dem Wölbgewicht und mit H = 1 t, als auch bei Belastung mit den statisch unbestimmten Größen. Der Einfluß derselben wurde bisher vernachlässigt, und es soll nun noch gezeigt werden, daß diese Vernachlässigung ohne Beeinträchtigung der notwendigen Genauigkeit geschehen kann. Bezeichnet man die bei Belastung des $(\nu + 1)$ten Stabes mit $\xi_\nu = 1$ auftretende Stützenverschiebung mit w, dann ist mit den früher eingeführten Größen:

$$\varkappa E w = \int_0^\lambda \eta \left(1 - \frac{\xi}{\lambda}\right) d\xi + \frac{1}{\lambda} \sin \varphi_{\nu+1} \sec \varphi_{\nu+1} \frac{J_{\nu+1}}{I_{\nu+1}} \lambda$$
$$= \frac{f \lambda}{12 n^2} + \psi_0 \operatorname{tg} \varphi_{\nu+1}$$

und der durch w bedingte Stabdrehwinkel:

$$\Delta \varphi_{\nu+1} = \left(\frac{f}{12 n^2} + \frac{\psi_0}{\lambda} \operatorname{tg} \varphi_{\nu+1}\right) \operatorname{tg} \varphi_{\nu+1}$$

Aus diesem Ausdrucke ist ersichtlich, daß die Verschiebungen w einen noch geringeren Einfluß haben als selbst die Längskräfte, daß die Vernachlässigung desselben gegenüber der von den Biegungsmomenten herrührenden Verdrehung von der Größe $\frac{\lambda}{3}$ völlig berechtigt erscheint.

6. Beispiel.

Für einen Dreigelenkbogen von 90 m Spannweite und 7 m Pfeilhöhe, der aus zwei Einzelrippen von je 1,60 m Breite besteht, ergab eine Voruntersuchung eine notwendige Betonstärke von 1,80 m im Scheitel, 2,40 m im Bogenviertel und 2 m im Kämpfer. In jeder Rippe liegen zwei steife Gitterbogen, so daß auf einen derselben ein Teil des Wölbgewichtes entfällt, der durch die Größen $g_0 = 1{,}8 \cdot 2{,}4 \cdot 0{,}8 = 3{,}46$ t/m im Scheitel, $g_1 = 3{,}84$ t/m im Kämpfer und $g_m = 4{,}61$ t/m in der Mitte des Bogenschenkels bestimmt ist. Da wie im früheren Beispiel $\lambda = 5$ m und daher $n = 9$ gewählt wurde, bekommt man $c_0 = 3{,}456$, $c_1 = 0{,}0001896$, $c_2 = 1{,}056$. Für den parabolisch veränderlichen Bestandteil, der durch die Konstanten c_0 und c_1 bestimmt ist, ergibt die Rechnung gegen früher nichts Neues. Was den sinusförmig veränderlichen Lastteil anbelangt, so ist zu bemerken, daß die einzelnen Stücke der Sinuslinie $c_2 \sin \frac{\pi x}{n \lambda}$, die durch das Einloten der Stützen gebildet werden, sehr flach gekrümmt sind, daß folglich die in den eckigen Klammern stehenden Ausdrücke kleinen Zahlen entsprechen, da durch die Differenzenbildung häufig noch die obersten Stellen wegfallen; es erweist sich daher als notwendig, dieselben auf mehr Stellen genau als sonst üblich zu berechnen. Ein nachteiliger Schluß auf die Genauigkeit der Rechnung braucht aber deshalb nicht gezogen zu werden, da es sich nicht um Rechenergebnisse handelt, sondern erst um Einführung der gegebenen Zahlenwerte in die Rechnung, wobei der Genauigkeitsgrad beliebig gesteigert werden kann. Dabei leisten die trigonometrischen und hyperbolischen Tafeln von Hayashi (Berlin, J. Springer 1921) große Dienste, deren Genauigkeitsgrad für die Rechnung auch unter den ungünstigsten Verhältnissen völlig ausreicht. Bei der Berechnung von β ergibt sich z. B. $2 + \cos \frac{\pi}{n} = 2{,}939\,69$, $\frac{6 n^2}{\pi^2} \left(1 - \cos \frac{\pi}{n}\right) = 2{,}969\,78$, daher der Unterschied beider Zahlen $0{,}030\,09$ und damit $\beta = -\frac{2 c_2 n^2 \lambda^2}{\pi^2} 0{,}030\,09 = -13{,}039$, $\bar{\beta} = -2{,}217$. Die Lösung der Differenzengleichung der X^ν und die Berechnung des Momentenverlaufes und der Stützendrücke des durchlaufenden Trägers infolge Wölbgewicht ist nun mit Hilfe der angegebenen Gleichungen leicht möglich. Unter Annahme von $r = 2$ und $m = 1{,}5$ ergibt sich μ_r für den parabolisch veränderlichen Lastteil mit 97,350 tm, für den sinusförmig veränderlichen 9,991 tm, insgesamt daher $\mu_r = 107{,}341$ tm, und das Moment des durchlaufenden Balkens an der Stelle des Bogenscheitels ist $M_c^m = \mu_r - X_r = 35{,}661$ tm. Alle diesbezüglichen Zahlenwerte sind in der Tabelle 1 enthalten.

Nimmt man zunächst die Bogenachse als Parabel an, dann ergeben sich bei Belastung mit H = 100 t mit dem auf Grund der Voruntersuchung geschätzten Mittelwerte $\psi_0 = 1$ das Moment im Bogenscheitel an der Gelenkskette mit $\eta_{rc} = -34{,}565$ tm, folglich das am durchlaufenden Träger an der gleichen Stelle mit $M_c^H = \eta_{rc} - \xi_r = -34{,}565 + 19{,}637 = -14{,}928$ tm, und die Bogenkraft im Eisenbogen ist folglich $H = \frac{35{,}661}{14{,}928} \cdot 100 = 238{,}88$ t. Damit können nun für die parabolische Bogenachse die endgültigen Stützendrücke für den unterstützten Dreigelenkbogen ermittelt werden; sie sind in Tabelle 2 entwickelt. Der zugehörige Momentenverlauf für den Eisenbogen ist in Abb. 4 dargestellt.

Tabelle 1.

Zahl der Stützen v	Jochdrücke an der Gelenkskette infolge parabolisch veränderlicher Belastung	X_v infolge parabolisch veränderlicher Belastung	Jochdrücke an der Gelenkskette infolge sinusförmig veränderlicher Belastung	X_v infolge sinusförmig veränderlicher Belastung	Jochdrücke an der Gelenkskette infolge gesamten Wölbgewichts	X_v infolge gesamten Wölbgewichts	Jochdrücke am durchlaufenden Träger infolge gesamten Wölbgewichts
2	35,435	−64,780	5,285	− 6,900	40,720	−71,680	56,671
3	17,497	+ 8,491	4,677	− 0,420	32,174	+ 8,071	1,795
4	17,663	−11,499	5,318	− 2,576	22,981	−14,075	28,550
5	17,877	− 6,298	5,317	− 2,078	23,194	− 8,376	21,738
6	18,137	− 8,005	4,677	− 1,949	22,814	− 9,954	23,432
7	18,445	− 7,030	3,474	− 1,418	21,919	− 8,448	21,146
8	18,801	−10,045	1,850	− 0,760	20,651	−10,805	23,283
9	9,531	0,000	0,316	0,000	9,847	0,000	7,686
Σ	153,386		30,914		184,300		184,301

Tabelle 2.

Zahl der Stützen v	Stützmomente ξ_v infolge H = 100 t	Jochdrücke an der Gelenkskette infolge H = 100 t	Jochdrücke am durchlaufenden Träger infolge H = 100 t	infolge H = 238,88 t	Jochdrücke für den unterstützten Dreigelenkbogen für parabolische Bogenachse	für die erstmalig verbesserte Bogenachse
2	+19,637	− 8,642	−13,455	−32,141	24,529	25,005
3	− 4,430	− 3,457	+ 2,662	+ 6,358	8,155	7,093
4	+ 2,102	− 3,457	− 5,108	−12,202	16,347	15,476
5	+ 0,378	− 3,457	− 3,016	− 7,204	14,533	12,617
6	+ 0,857	− 3,457	− 3,589	− 8,573	14,858	12,124
7	+ 0,665	− 3,457	− 3,365	− 8,038	13,107	9,391
8	+ 0,955	− 3,457	− 3,704	− 8,848	14,435	8,999
9	0,000	+29,383	+29,574	−70,646	78,336	93,889
Σ		0,000	0,000	0,000	184,300	184,594

Beim Ausrüsten des Gewölbes ergibt sich ein Bogenschub, der bereits vom Verbundbogen aufgenommen wird, mit $H' = \frac{\mathfrak{M}_c'}{f} = 370{,}943$ t; der gesamte Bogenschub, den das Gewicht der Wölbung erzeugt, ist daher $238{,}88 + 370{,}94 = 609{,}823$ t, ein Wert, der natürlich mit dem Bogenschub bei voller Anhängung des Wölbgewichtes an die Eisenbogen völlig übereinstimmen muß.

Mit Hilfe der bisherigen Rechenergebnisse wurde nun der Bogen so geformt, daß die Betonrandspannungen für die beiden Belastungsfälle $_{max}M$ und $_{min}M$ für den ungünstigst beanspruchten Querschnitt möglichst gleich groß werden. Dieser ausgezeichnete Querschnitt, der folglich zum Randspannungsausgleich gewählt wurde, war der Querschnitt 5, der 25 m vom Bogenscheitel entfernt ist und der sich auch deshalb zur Bestimmung der verbesserten Bogenform gut eignete, weil in seiner Umgebung die Momente aus den Jochdrücken nicht sprunghaft veränderlich waren. Dortselbst ergab sich bei Belastung mit den Jochdrücken und dem Gewicht der Scheitellamelle für den Eisenbetonbogen bei parabolischer Bogenachse ein Biegungsmoment von $\mathfrak{M}_5' = +74{,}831$ tm, eine Längskraft angenähert mit $\mathfrak{N}_5' = 370{,}94 \sec \varphi_5 = 375{,}39$ t; infolge Belastung mit Fahrbahngewicht $\mathfrak{M}_5'' = +66{,}410$ tm, $\mathfrak{N}_5'' = 327{,}343 \cdot 1{,}012 = 331{,}27$ t; für Nutzlast mit dem auf einen Eisenbogen entfallenden Lastteil $p = 1{,}125$ t/m für den Belastungsfall, der das größte positive Moment erzeugt, $_{max}\mathfrak{M}_5''' = +171{,}402$ tm, zugehörige Längskraft $\mathfrak{N}_5''' + 50{,}423$ t; und für denjenigen, der das größte negative Moment erzeugt, $_{min}\mathfrak{M}_5''' = -171{,}402$ t, zugehörige Längskraft $\overline{\mathfrak{N}}_5''' = 114{,}25$ t. Daher entspricht dem Belastungsfall $_{max}\mathfrak{M}_5$ ein Moment von 312,64 tm und eine zugehörige Längskraft von 757,09 t, dem Belastungsfall $_{min}\mathfrak{M}_5$ ein Moment von − 30,161 tm und eine zugehörige Längskraft von 820,92 t. Mit den Querschnittsgrößen $F_i = 26\,565$ cm² und $J_i = 177\,150\,000$ cm⁴ ergibt sich bei einer Bogenstärke von 240 cm:

Abb. 4.

Abb. 5.

$$\sigma_o = \frac{757\,090}{26\,565} + \frac{31\,264\,300 \cdot 120}{177\,150\,000} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_u = \frac{820\,920}{26\,565} + \frac{3\,016\,100 \cdot 120}{177\,150\,000} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

daher $\Delta\sigma = 17$ kg/cm². Damit ist nach (39) die Änderung der Bogenordinate Δy:

$$\Delta y = \frac{\Delta\sigma\, J_i}{H_s\, \alpha} = \frac{17{,}0 \cdot 177\,150\,000}{703\,174 \cdot 240} = 17{,}8 \text{ cm}$$

und die Ordinate des erstmalig verbesserten Bogens im Querschnitt 5:

$$y = 4{,}840 + 0{,}178 = 5{,}018 \text{ m.}$$

Tabelle 3.

Zahl der Stützen ν	Stützmomente ξ_ν für die zum 2. Male verbesserte Bogenform infolge H = 100 t	Jochdrücke an der Gelenkskette infolge H = 100 t für die gleiche Bogenform	Jochdrücke am durchlaufenden Träger infolge H = 100 t für die gleiche Bogenform	infolge H = 246,14 t	Jochdrücke am unterstützten Dreigelenksbogen für die zum 2. Male verbesserte Bogenform
2	+ 18,412	— 8,273	— 12,779	— 31,454	25,216
3	— 4,118	— 3,400	+ 2,334	+ 5,745	7,540
4	+ 2,027	— 3,492	— 5,055	— 12,442	16,108
5	+ 0,359	— 3,609	— 3,163	— 7,785	13,953
6	+ 0,923	— 3,752	— 3,898	— 9,594	13,838
7	+ 0,756	— 3,922	— 3,809	— 9,375	11,771
8	+ 1,156	— 4,117	— 4,428	— 10,899	12,384
9	0,000	+ 30,175	+ 30,406	+ 74,841	82,527
$\sum$		0,000	0,000	0,000	184,337

ergibt mit $\Delta\sigma = 9{,}7$ kg/cm², daß dieselbe wieder um 10,4 cm im Querschnitt 5 gesenkt werden muß. Damit wird $y_5 = 5{,}019 - 0{,}104 = 4{,}915$ m, $\overline{\vartheta}_1 = -0{,}003\,281$, $\overline{\vartheta}_2 = -0{,}000\,000\,086\,9$. Mit dieser zum 2. Male verbesserten Bogenachse wurde nun die Berechnung der endgültigen Jochdrücke in Tabelle 3 zusammengestellt.

Die Bogenkraft im Eisenbogen hatte sich für diese Bogenachse mit $H = \frac{35{,}6613}{14{,}488}\,100 = 246{,}14$ t ergeben. Berechnet man nun wieder die größten Betonrandspannungen, so ergibt sich ihr Unterschied nur mehr $\Delta\sigma = 6{,}7$ kg/cm², die endgültige Ordinate der Bogenachse im Querschnitt 5 mit $y_5 = 4{,}915 + 0{,}070 = 4{,}985$ m, womit nun wohl eine genügend weitgehende Annäherung der größten Betonrandspannungen erzielt wurde, die um so mehr ausreichend ist, als sich auch durch Stützensenkungen Veränderungen der Jochdrücke einstellen, die einer etwas höheren Bogenachse entsprechen. Der dieser Bogenachse entsprechende Momentenverlauf im Eisenbogen ist in Abb. 5 dargestellt.

Zu Abb. 4 und 5 ist zu bemerken, daß der Momentenverlauf, der durch die schraffierten Flächen dargestellt ist,

Abb. 6.

Abb. 7.

Nun berechnen sich die Festwerte der Gleichung für die verbesserte Bogenachse $y = \vartheta_0 + \vartheta_1 x^2 + \vartheta_2 x^4$ mit $\vartheta_0 = 7{,}000$, $\vartheta_1 = -0{,}003\,042$, $\vartheta_2 = -0{,}000\,002\,05$. Mit dieser neuen Bogenachse sind nun auf Grund der Gleichungen (41) bis (43) die Stützendrücke des durchlaufenden Trägers infolge Belastung mit H = 100 t, und schließlich die Jochdrücke des unterstützten Dreigelenkbogens infolge Wölbgewichts berechnet worden. Die letzteren sind in der letzten Spalte der Tabelle 2 den Jochdrücken bei parabolischer Bogenachse gegenübergestellt; sie zeigen besonders gegen den Kämpfer zu beträchtliche Abweichungen, und es ist folglich nicht zu erwarten, daß durch die bei der Änderung der Bogenform eingetretene Änderung der Lastverteilung das gewünschte Ziel, Gleichheit der Betonwandspannungen, erreicht wurde, sondern diese erstmalig verbesserte Bogenachse stellt nur einen Schritt zu diesem Ziele vor. Tatsächlich liefert die nochmalige Berechnung der Betonrandspannungen für die neue Bogenachse bei Berücksichtigung der veränderten Jochdrücke $\sigma_0 = 36{,}1$ kg/cm², $\sigma_n = 45{,}8$ kg/cm². $\Delta\sigma$ ist daher von früher 17 auf 9,7 kg/cm² zurückgegangen. Die Bogenachse ist zu stark über die Parabel überhöht; Gleichung (39)

nur gilt für unmittelbare Lasteintragung, die nur zu erreichen wäre, wenn jedes einzelne Schalbrett an die Eisenbogen angehängt werden könnte. Dies ist aus wirtschaftlichen Gründen nicht möglich; die Anhängung ist tatsächlich so ausgeführt, daß die die Schalbretter stützenden Kranzhölzer außer an den Stützpunkten selbst nur noch in den Feldmitten mit den Eisenbogen in fester Verbindung stehen. Dieser mittelbaren Lasteintragung kann dadurch Genüge geleistet werden, daß man sämtliche Aufhängepunkte in die Momentenlinien hineinlotet und diese Punkte geradlinig verbindet, wie es in Abb. 4 eingetragen worden ist.

Bei Berücksichtigung einer Stützennachgiebigkeit von $\delta_0 = 0{,}01$ m, die gegen den Bogenkämpfer parabolisch abklingt, ergibt sich mit $E = 21\,000\,000$ t/m² und einem mittleren Wert von $J_e \cos\varphi = \varkappa = 0{,}051\,99$ m⁴ ein diesbezüglicher zusätzlicher Momentenverlauf im Eisenbogen, wie er in der Tabelle 4 eingetragen ist. Der dadurch am unterstützten Dreigelenksbogen auftretende Bogenschub beträgt $H = \frac{10{,}783}{14{,}488} \cdot 100 = 74{,}43$ t; damit ist nun auch die Berechnung der Änderung der Jochdrücke möglich. Den zugehörigen Momentenverlauf enthält Abb. 6.

Bei einer gleichmäßigen Nachgiebigkeit aller Gerüststützen, wie dies durch den Ansatz $\delta_\nu = \delta_n$ gegeben ist, hat man zunächst jenen Betrag derselben zu bestimmen, bei welchem sich

Tabelle 4.

Zahl der Stützen ν	Stützmomente $X_{\nu s}$ infolge einer Stützensenkung $\delta_0 = 0,01$ m	Jochdrücke für den durchlaufenden Träger infolge Stützensenkung δ_0	Jochdrücke für den durchlaufenden Träger infolge H = 100 t	infolge H = 74,43 t	am unterstützten Dreigelenksbogen infolge der Stützensenkung allein	infolge Stützensenkung δ_0 und Wölbgewicht
2	10,783	−0,0004	−12,779	− 9,511	− 9,511	15,705
3	10,781	+0,0058	+ 2,334	+ 1,737	+ 1,743	9,283
4	10,798	−0,0196	− 5,055	− 3,762	− 3,783	12,325
5	10,727	+0,0668	− 3,163	− 2,354	− 2,287	11,666
6	10,990	−0,2488	− 3,898	− 2,901	− 3,150	10,688
7	10,009	+0,9424	− 3,809	− 2,835	− 1,893	9,878
8	13,740	−3,4942	− 4,428	− 3,296	− 6,790	5,594
9	0,000	+2,7480	+30,406	+22,631	+25,379	107,906
$\sum$		0,0000	0,000	0,000	0,000	183,045

die (n − 1)te Stütze gerade ausschließt. Mit $P_{n-1} = 5,594$ t und $\psi = 0,2685$ bekommt man

$$\bar{\delta}_{n-1} = \frac{5,594 \cdot 125 \cdot 3,7315}{6 \cdot 2,2685 \cdot 21\,000\,000 \cdot 0,05199} = 0,000\,144 \text{ m}$$

Mit $\delta_\nu = \bar{\delta}_{n-1}$ ergeben sich nun die Stützmomente und die neuerdings geänderten Jochdrücke des unterstützten Dreigelenkbogens, wie sie im ersten Teile der Tab. 5 zusammengestellt sind. Die Rechnung gestaltet sich sehr einfach, da wegen X_{rs}' nahezu gleich Null auch die Änderung des Bogenschubes nahezu gleich Null ist. Wie in Abb. 7 deutlich ersichtlich, treten dabei lediglich größere Verbiegungen in der Nähe der Bogenkämpfer auf, während ein neuerliches Anwachsen der Längskraft im Eisenbogen nicht erfolgt. Bei einer weiteren Nachgiebigkeit der Joche zeigt sich eine weitere Vergrößerung der Biegungsmomente; X_{rs} kann noch immer gleich Null angenommen werden. Berücksichtigt man eine Nachgiebigkeit von $\delta_u = 0,001$ m, dann ist $\delta_u' = 0,001 - 0,000\,144 = 0,000\,856$ m. Dabei sind aber die Momente und Stützendrücke an einem Tragwerk zu berechnen, bei welchem die (n − 1)te Stütze bereits fehlt. Die Ergebnisse der Rechnung sind im zweiten Teile der Tabelle 5 angeführt. Der Einfluß der Nachgiebigkeit der Gerüststützen auf den Momentenverlauf im Eisenbogen ist in den Abb. 6 und 7 dargestellt.

Zusammenhängend kann darüber gesagt werden: infolge einer gegen den Kämpfer parabolisch abklingenden Stützennachgiebigkeit vergrößert sich wesentlich die Bogenkraft und ebenso die positiven Feldmomente. Während die Vorspannung im Eisenbogen infolge teilweiser Anhängung des Wölbgewichtes ohne Berücksichtigung der Stützennachgiebigkeit im Querschnitt 5 mit $F_e = 491$ cm², $J_e = 5\,666\,000$ cm⁴

$$\sigma_e = -\frac{246\,140 \cdot 1,012}{491} \mp \frac{704\,300 \cdot 115}{5\,666\,000} = 522 \text{ kg/cm}^2$$

betrug, erhöht sich dieselbe bei Berücksichtigung von $\delta_0 = 0,01$ m auf

$$\sigma_e' = \frac{320\,480 \cdot 1,012}{491} \pm \frac{972\,000 \cdot 115}{5\,666\,000} = 690 \text{ kg/cm}^2;$$

die Vergrößerung der Vorspannungen beträgt also 32 %. Die gesamte Eisenspannung von 1150 kg/cm² wächst aber nicht um den vollen Zuwachs der Vorspannungen, um 168 kg/cm² da ja die Verbundspannungen durch die Erhöhung des Grades der Anhängung kleiner werden. Wie bereits erwähnt, läßt sich außerdem diese Spannungserhöhung durch Verkleinerung der Größe m ausgleichen. In Abb. 8 ist die Abhängigkeit der Bogenkraft H von der Größe m dargestellt. Will man die Bogenkraft wieder um den Betrag um 74,34 t verkleinern,

Tabelle 5.

Zahl der Stützen ν	Stützmomente $X'_{\nu s}$ infolge Stützensenkung $\delta_u = \bar{\delta}_{n-1}$	zugehörige Jochdrücke am unterstützten Dreigelenkbogen	Jochdrücke am unterstützten Dreigelenkbogen infolge Nachgiebigkeit $\delta_u = \bar{\delta}_{n-1}$ und Wölbgewicht	Stützmomente $X'_{\nu s}$ infolge Nachgiebigkeit $\delta_\nu = \delta_u'$	zugehörige Jochdrücke am unterstützten Dreigelenkbogen	Jochdrücke infolge Nachgiebigkeit und Wölbgewicht
2	0,0000	−0,005	15,711	0,0	+0,018	15,718
3	− 0,0156	+0,019	9,302	0,0906	−0,108	9,194
4	+ 0,0627	−0,075	12,250	−0,3630	+0,435	12,685
5	− 0,2359	+0,288	11,954	+ 1,3598	−1,633	10,321
6	+ 0,8816	−1,061	9,627	− 5,0824	+6,098	15,725
7	− 3,2906	+3,948	13,826	+18,9678	−6,707	7,119
8	+12,2552	−5,594	0,000	0,0000	—	—
9	0,0000	+2,453	110,359	0,0000	+1,897	112,256

braucht man nur für die Bemessung des Grades der Anhängung statt wie früher m = 1,5 nun m′ = 1,3 zu wählen, und die Vorspannungen erhöhen sich nur um den geringfügigen Betrag, der aus der Vergrößerung des Biegungsmomentes folgt. Dann behalten die Jochdrücke auch nahezu jene Größe bei, wie sie der Ermittlung der günstigsten Bogenform zugrunde gelegt wurden. Was die gleichmäßige Nachgiebigkeit aller Stützen anbelangt, so bedeutet dies für den mittleren Teil des Eisenbogens keine wesentliche Änderung der Vorspannungen, sie ist in der Hauptsache gleichbedeutend mit einer Lockerung der Endstützen. Ordnet man als Ausrüstevorrichtungen Schrauben an, so ist es ohne Schwierigkeiten möglich, eine solche gering belastete Stütze durch Anheben und Nachstellen der Schrauben wieder soweit in Spannung zu setzen, daß dadurch das Auftreten der großen Biegungsmomente in der Nähe des Kämpfers, wie dies in Abb. 7 deutlich sichtbar ist, vermieden wird.

Eine Änderung der Temperatur gegenüber derjenigen bei der Aufstellung des Eisenbogens hat einen verhältnismäßig geringen Einfluß auf die Lastverteilung. Bei $\omega = 0,000\,012$ und $t = \pm 25°$ C ergibt sich eine Änderung der Bogenkraft um $H = \pm 16,81$ t. Der Einfluß einer Verschiebung der Widerlager wurde für $\Delta = 0,02$ m untersucht. Für den flachen Bogen des Beispiels kann als zulässige Näherung bezeichnet werden, $\sigma = n$ zu setzen; damit berechnet sich $H = -22,90$ t. Die zugehörige Änderung des Momentenverlaufes ist in der Abb. 9 dargestellt[1]).

Abb. 8.

Die im Querschnitt 5 überhaupt auftretenden Größtspannungen sind für das Eisen 1230 kg/cm², für den Beton 45 kg/cm² auf Druck; Betonzugspannungen kommen mit Rücksicht auf den geringen Pfeil im Gewölbe nicht vor. Der erfor-

[1]) Bei der Durchrechnung des Zahlenbeispieles bin ich von Herrn cand. ing. R. Pollak sehr unterstützt worden.

derliche Eisenquerschnitt von 491 cm^2 für einen Eisenbogen entspricht einer Bewehrungsziffer von 2,5 %. Wie man sieht, ist die erreichte Betonspannung von 45 kg/cm^2 wohl noch unter der zulässigen; da im Falle steif bewehrter Verbundkonstruktionen zur Erzielung eines guten Anhaftens fette Mischungen verwendet werden müssen, wodurch gleichzeitig höhere Druckfestigkeiten erreicht werden, könnten ohne weiteres größere Betonspannungen zugelassen werden. Eine bessere Ausnutzung der Betonfestigkeit wäre nur möglich durch Verringerung des Grades der Anhängung, der im vorliegenden Beispiele ungefähr 40 % beträgt. Da aber dadurch wiederum die Kosten der Einrüstung wachsen, kann nicht von vornherein gesagt werden, daß damit eine wirtschaftliche Lösung gefunden worden ist. Allerdings ist auch hier eine Grenze gezogen. Je geringer der Teil des Eigengewichts einer Brücke ist, der in die Verbundkonstruktion eingetragen wird — bei Melangewölben überträgt sich ein beträchtlicher Teil des Wölbgewichtes unmittelbar auf die steifen Eisenbogen —, um so maßgebender werden die Biegungsmomente, besonders wenn es sich nicht um außerordentlich flache, sondern um Bogen mit einem größeren Stichverhältnis handelt. Da dann das Tragvermögen des Gewölbes durch die Größe der zulässigen Betonzugspannungen entschieden wird, eine Verwendung von Baustoff höherer Druckfestigkeit keinen Gewinn mehr bietet, hängt die Benutzung von Beton aus hochwertigen Zementen mit Stahleinlagen im Gewölbebau und in allen übrigen Anwendungsgebieten des Eisenbetons, bei denen Zugrisse vermieden werden müssen, davon ab, ob es gelingt, solche Zemente herzustellen, bei welchen mit einer Erhöhung der Druckfestigkeit auch eine solche der Zugfestigkeit verbunden ist. Die Erfüllung dieser Forderung muß die nächste Aufgabe der Zementindustrie bilden.

Abb. 9.

Um die billigste und günstigste Anordnung zu erkennen, bleibt kein anderer Ausweg, als mehrere Möglichkeiten überschlägig zu untersuchen und den Kostenvergleich entscheiden zu lassen.

Bisher wurden nur die gewöhnlichen Baustoffe, die derzeit für Eisenbetonkonstruktionen in der Hauptsache in Betracht kommen, in die Untersuchung einbezogen. Aber gerade bei Melangewölben ergibt sich die Möglichkeit, hochwertige Baustoffe, insbesondere Beton aus hochwertigen Zementen mit Stahleinlagen[2]) wirtschaftlich zu verwerten, da die teilweise Anhängung eine gute Ausnutzung beider Baustoffe gestattet.

[2]) „Hochwertiger Beton mit Stahlbewehrung" von Prof. A. Geßner und A. Nowak. — „Beton und Eisen" 1925.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Arbeitslosigkeit und ihre Bekämpfung.

Die Zahl der Arbeitslosen hat die Million überschritten. Allein in Rheinland-Westfalen werden jetzt über 250 000, in Berlin rund 120 000 Arbeitslose gezählt.

Nicht alle Erwerbslosen beziehen Erwerbslosenunterstützung. Die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger betrug am 15. November cr., als schon rund 1 Million Arbeitslose gezählt wurden, nur 471 000 und deckte sich etwa mit der Zahl der Unterstützten um die gleiche Zeit im Vorjahr. Es muß mit einem weiterem Anschwellen der Erwerbslosenziffern gerechnet werden, denn die schwersten Wintermonate stehen noch bevor, die Lage sollte aber nicht schwärzer dargestellt werden als sie ist. Man darf nicht übersehen, daß Ende 1923 am Höhepunkt der Inflation die Erwerbslosenziffer ganz erheblich höher war als heute und daß sich die rasche Zunahme der Arbeitslosenziffer in den letzten Wochen und Monaten zum Teil auf das frühe Einsetzen des Winters und damit auch eine frühzeitige Beschränkung des Saison-Arbeitsmarktes zurückführen läßt. Auf der anderen Seite bleibt die täglich sich verschlechternde allgemeine Wirtschaftslage als drohendes Zeichen.

Reich, Länder und Gemeinden können sich nicht darauf beschränken, den Erwerbslosen durch geldliche Unterstützung die Zeit der Beschäftigungslosigkeit zu erleichtern, vielmehr muß versucht werden, die brachliegenden Arbeitskräfte in möglichst großem Umfange einer produktiven Tätigkeit zuzuführen.

Der natürlichste Weg ist, daß öffentliche Aufträge, an denen es heute fast völlig fehlt, erteilt werden. Soweit ordentliche Mittel nicht zur Verfügung stehen, müssen, der außerordentlichen Notlage entsprechend, besondere Finanzierungsquellen aufgesucht werden. Wenn heute allenthalben dafür eingetreten wird, z. B. den Gemeinden Auslandskredite nur dann einzuräumen, wenn sie für die Schaffung werbender Anlagen verwendet werden, so ist dies nur bedingt richtig. Entscheidend dafür, ob ein Projekt finanziert werden soll oder nicht, muß in erster Linie die Frage der Dringlichkeit sein. Befriedigt das Projekt vom Standpunkte der Allgemeinheit aus gesehen, einen dringlichen unumgänglichen Bedarf, z. B. Kanalisation, Wasserleitung, Straßenumbau, so kann die Verwirklichung nicht von der mehr oder weniger großen Aussicht auf sofortigen finanziellen Ertrag abhängig gemacht werden, vielmehr muß daneben das Ziel, Arbeitslose einer Beschäftigung zuzuführen, ins Gewicht fallen.

Die zweite Möglichkeit, die Zahl der unterstützten Erwerbslosen durch Schaffung von Arbeitsmöglichkeit einzuschränken, sind die Notstandsarbeiten, die aus Mitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge, also nicht aus ordentlichen Haushaltsmitteln, sondern aus besonderen Fonds finanziert werden.

Die Verordnung über Notstandsarbeiten vom 30. 4. 25 sieht eine finanzielle Förderung aus Mitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge nur für Arbeiten vor, die nicht auch ohne diese Unterstützung vorgenommen werden können (z. B. Arbeiten, die zu den Pflichtaufgaben der Gemeinden gehören) und ferner nur für solche Arbeiten, die einen volkswirtschaftlichen Wert haben. Diese Bestimmungen werden häufig so ausgelegt, als

ob nur solche Arbeiten gefördert werden sollten, die in absehbarer Zeit eine Rentabilität in privatwirtschaftlichem Sinne abzuwerfen versprechen. Der Wortlaut der entsprechenden Gesetzesbestimmungen verleitet allerdings zu einer solchen Auslegung, es ist jedoch, wie bereits erwähnt, bei dem gegenwärtigen Umfang der Arbeitslosigkeit durchaus abwegig, die Förderung einer Notstandsarbeit zu verweigern, die zwar als dringlich erkannt, von der aber ein unmittelbarer finanzieller Ertrag nicht zu erwarten ist. Auch bei den Notstandsarbeiten darf u. E. die Auswahl der zu fördernden Projekte in erster Linie nur von der Frage abhängig gemacht werden, ob die Verwirklichung des Projektes einem als dringlich anzuerkennenden Bedürfnis entspricht. Lediglich solche Projekte kommen für eine Förderung nicht in Frage, die als zur Zeit entbehrlich oder gar als Luxus bezeichnet werden müssen. Solche Bauten müßten unterbleiben, selbst wenn sie einen privatwirtschaftlichen Nutzen abwerfen würden (Beispiel: Konzert- und Saalbau oder dgl.).

In den Gemeinden, sowie in den Parlamenten des Reiches und der Länder ist in den letzten Wochen dauernd über das Problem der Notstandsarbeiten verhandelt worden. Es ist höchste Zeit, daß man aus dem Stadium der Vorbereitungen herauskommt und zur Tat übergeht. In Preußen hat der Minister für Volkswohlfahrt in einem Erlaß an die ihm untergeordneten Behörden erhöhte Reichs- und Staatsbeihilfen und möglichstes Entgegenkommen bei Festsetzung der Zins- und Tilgungsbedingungen in Aussicht gestellt. Es ist also nunmehr Sache der nachgeordneten Behörden, vor allem Sache der Gemeinden und Gemeindeverbände, für schnellste Ingangsetzung von Notstandsarbeiten zu sorgen. Es genügt auch nicht, wenn allein in Preußen rasche Abhilfemaßnahmen in die Wege geleitet werden. Die gleichen Maßnahmen müssen auch in den übrigen Ländern und vor allem von der Reichsregierung so schnell als möglich eingeleitet werden.

Schließlich ist hervorzuheben, daß die Verordnung selbst aus Gründen der Wirtschaftlichkeit vorsieht, daß die Notstandsarbeiten von den Gemeinden, Gemeindeverbänden usw. nicht in eigener Regie ausgeführt, sondern privaten Unternehmern zu Bedingungen übertragen werden, die eine wirtschaftliche Betriebsführung sicherstellen. Daß in früheren Jahren bei den Notstandsarbeiten die Grundsätze der Wirtschaftlichkeit zu kurz kamen, hatte seinen Grund nicht zuletzt darin, daß man nicht erfahrene private Unternehmer, sondern behördliche Instanzen, die nicht über die gleichen Erfahrungen verfügen wie die Privatunternehmer, mit der Durchführung der Notstandsarbeiten beauftragte, oder daß man die Bauverträge allzusehr mit Verwaltungsbestimmungen belastete, die, ohne daß sie im Sinne der Erwerbslosenfürsorge unbedingt notwendig waren, den Unternehmer hinderten, eine bestimmte Arbeitsleistung zu erzielen und mit ihr bei Feststellung der Preise rechnen zu können.

Dr. Claus.

Einkommenshöhe der Lohn- und Gehaltsempfänger. In der Begründung zu dem Gesetzentwurf über die Erhöhung der steuerfreien Lohnbeträge macht der Reichsfinanzminister die folgenden Angaben über die Einkommenshöhe.

Im Ganzen sind zur Zeit 22,3 Millionen Steuerkarten ausgestellt. Von diesen entfallen etwa 3,3 Millionen auf Einkommensbezieher, deren Lohn oder Gehalt nicht höher ist, als der steuerfreie Einkommensteil, so daß nur 19 Millionen Lohnabzugspflichtige bleiben, von denen etwa 60% ledig und 40% verheiratet sind. Die Lohnsteuerpflichtigen verteilen sich auf die Einkommensgruppen wie folgt:

Jahreseinkommen	bis 2 400	Mark	89,62 %
,,	2 400— 5 000	,,	8,56 ,,
,,	5 000— 9 000	,,	1,19 ,,
,,	9 000—15 000	,,	0,32 ,,
,,	15 000—30 000	,,	0,18 ,,

Es verdienen also nur weit unter 10% aller Lohnsteuerpflichtigen über 250 Mark im Monat.

Nach Ermittlungen des Statistischen Reichsamtes gehört der weitaus größte Teil der Industriearbeiter zur untersten Einkommensklasse. Das Reichsamt hat festgestellt, daß 88,3% aller tariflich entlohnten Industriearbeiter ein durchschnittliches Jahreseinkommen von rund 2100 Mark hat. Für den Durchschnitt aller Lohn- und Gehaltsbezieher der untersten Einkommensstufe (also unter Hinzuziehung der geringer bezahlten Landarbeiter, Hausangestellten usw.) wird man nach diesen Angaben mit einem durchschnittlichen Jahreseinkommen für die unterste Gruppe von 1750 Mark rechnen können.

Von dem Gesamtaufkommen aus dem Steuerabzug wird nach den Feststellungen des Reichsfinanzministeriums weniger als 20% von Arbeitnehmern aufgebracht, die mehr als 250 Mark verdienen. Der Reichsverband der Deutschen Industrie ist auf Grund einer von ihm veranstalteten Anfrage für die befragten Industrien zu einem höheren Anteile dieser mehr als 250 Mark Verdienenden am Aufkommen des Lohnabzuges gekommen. Aus den Antworten ergab sich nämlich, daß 33,24% des Aufkommens durch Arbeitnehmer aufgebracht wurden, die mehr als 250 Mark monatlich an Lohn oder Gehalt bezogen. Für das Baugewerbe war nach einer Umfrage des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes der Prozentsatz der Mehrverdiener etwas geringer, er betrug 30,34%. Nach einer im Sommer dieses Jahres veranstalteten Umfrage desselben Verbandes sind unter den baugewerblichen Lohnsteuerpflichtigen, die mehr als 250 Mark im Monat verdienen, etwa 24% aller baugewerblichen Arbeiter.

Gutachten der Industrie- und Handelskammer zu Berlin. Grundstücke. Die Frage, ob der Grundstücksmakler nach Handelsgebrauch zur Annahme einer Provision oder sonstigen Belohnun von dem Dritten, mit dem er für den Geschäftsherrn Geschäfte abschließt oder vermittelt, berechtigt ist, ist in jedem einzelnen Falle besonders zu prüfen. Der Makler kann eine doppelte Stellung einnehmen; entweder die eines einfachen, unparteiischen Vermittlers oder die eines Vertrauensmannes des Auftraggebers, dem ausschließlich die Wahrnehmung der Interessen seiner Partei obliegt. Im ersten Fall ist er für beide Teile tätig und kann daher auch von beiden Teilen den Maklerlohn verlangen. Im zweiten Falle darf der Makler nicht auch für den anderen Teil tätig sein, da dies dem Inhalt des Vertrages mit dem Auftraggeber zuwiderlaufen, ja sogar den Verlust des Anspruches auf Maklerlohn gegen den Auftraggeber herbeiführen würde (§ 654 BGB.); in diesem Falle darf er keinesfalls auch von der anderen Partei eine Provision annehmen. Demnach dürfte in erster Linie zu prüfen sein, ob der Makler für beide Teile tätig war. Ist die doppelte Tätigkeit zu bejahen, so ist regelmäßig auch der andere Teil zur Zahlung des Maklerlohnes verpflichtet.

Steinholz. Mangels besonderer Vereinbarungen zwischen dem Besteller und dem ausführenden Steinholzfabrikanten holt handelsüblich der Steinholzfabrikant die leeren Emballagen sowie die übriggebliebenen Rohmaterialien ohne Berechnung von der Arbeitsstelle nach seinem Lager zurück. Angemessene Leihgebühren sind für Jutesäcke je Woche Mark 0,10, für eiserne Fässer je Woche Mark 1,50, für Siebe je Woche Mark 1,50. Eine Leihgebühr kann jedoch mangels vorheriger Vereinbarung nur dann von den Steinholzfabrikanten in Rechnung gestellt werden, wenn der Besteller Säcke und Fässer unberechtigt zurückbehält. Der ausführende Steinholzfabrikant muß für angerichtete Schäden aufkommen, sofern sie durch Unvorsichtigkeit bzw. fahrlässige Handlung der ausführenden Arbeiter entstanden sind. Selbst wenn der Schaden durch falsche Disposition der Arbeitsfolge, für die der Bauleiter verantwortlich ist, mit verursacht ist, trifft die Schuld im wesentlichen den ausführenden Steinholzfabrikanten, da ein ausführender Arbeiter, als er die Steinholzmasse im 6. Stockwerk anmischte, hätte Vorsichtsmaßregeln treffen müssen, daß die Lauge nicht durch die Decke sickert. Er hätte sich erst vergewissern müssen, daß der Unterboden vorschriftsmäßig ausgeführt ist, auch hatte er darauf zu achten, daß der Einmachekasten, in dem die Steinholzmasse angemischt wird, dicht war. Wäre dies der Fall gewesen, so wären die Mängel an der Decke im 5. Stock nicht entstanden. Ein Anspruch für Instandsetzung der beschmutzten bzw. bespritzten Treppenaufgänge steht dem Beklagten nicht zu; der ausführende Steinholzfabrikant muß Gelegenheit finden, das Material von unten nach oben zu befördern, hierbei lassen sich Verunreinigungen nicht vermeiden. Da die Treppen schon vor Beendigung der Bauarbeiten gestrichen worden sind, obwohl sie üblicherweise erst nach Beendigung sämtlicher vorzunehmender Bauarbeiten gestrichen werden, hätte der Beklagte die Treppen durch Schutzbeläge schützen müssen.

Inserate. Im Zeitungsgewerbe wird seit längerer Zeit ein zugesicherter Rabatt nur bei pünktlicher Zahlung gewährt. Bei zwangsweiser Eintreibung oder im Konkursfalle wird der Rabatt auch ohne besondere Vereinbarung nicht bewilligt. In den beteiligten Fachkreisen gilt Rabatt als Preisermäßigung, die gewährt wird unter Voraussetzung prompter Erfüllung der Zahlungspflicht. Der Verleger ist also nicht lediglich auf Verzugszinsen angewiesen, wenn er seine Forderung gerichtlich geltend machen muß.

Nicht handelsüblich ist dagegen der Wegfall des Rabattes bei nicht vollständiger Abnahme der bestellten Anzeigen. Der Verleger verlangt in solchen Fällen in der Regel Schadensersatz wegen Nichterfüllung des Auftrages.

Der Arbeitsmarkt im Baugewerbe. Etwa seit Mitte Oktober ist die Bautätigkeit ganz wesentlich zurückgegangen, die Zahl der arbeitslosen Bauarbeiter dementsprechend gewachsen. Wurden bei den wichtigeren Arbeitsnachweisen am 16. 9. noch 11 440 und am 16. 10. noch 15 650 arbeitssuchende Bauarbeiter gezählt, so waren es bereits am 15. 11. 43 880: die Zahl hatte sich also in einem Monat fast verdreifacht. Diese Entwicklung spiegelt sich auch in den Zählungen des Baugewerksbundes wieder, nach denen der Prozentsatz

der Arbeitslosen betrug: Mitte September 4,6%, Mitte Oktober 6,4%, Mitte November 11,5% der erfaßten Arbeiten. (Die Zahlen des Zentralverbandes der Zimmerer und des Zentralverbandes christlicher Bauarbeiter stellen sich noch um etwa 2—4% höher.)

Die Ursachen zu dieser beängstigenden Entwicklung des Baumarktes liegen nicht nur in den Auswirkungen der ungünstigen Jahreszeit. Vielmehr ist auch die allgemeine Verschlechterung der Wirtschaftslage, die namentlich im Bergbau verhängnisvolle Ausmaße annahm, von bestimmendem Einfluß gewesen. Einstellungen von Bauten infolge von Frost und Schneefall geben dem Baumarkt erst seit Ende November das Gepräge. Es ist also damit zu rechnen, daß die Dezemberzählungen noch eine ganz erhebliche Steigerung der Arbeitslosenziffern gerade für das Baugewerbe nachweisen werden: (So wuchs z. B. im Gebiete des Landesarbeitsamtes Niedersachsen in der einen Woche vom 27. 11. bis 4. 12. die Zahl der arbeitsuchenden Bauarbeiter — ohne Tiefbauarbeiter um 1690!) Wie stark bereits auch die Zahl der arbeitsuchenden Facharbeiter gestiegen ist, geht aus den letzten Meldungen der Landarbeitsämter hervor. Es betrug die Zahl der Arbeitsuchenden

in	am	Maurer	Zimmerer
Königsberg	4. 11.	15	79
Pommern	31. 10.	205	138
Schlesien	17. 11.	850	620
Sachsen-Anhalt	31. 10.	192	185
Freistaat Sachsen	16. 10.	81	98
	17. 11.	1343	724
Hamburg	31. 10.	314	376
	30. 11.	537	357

Verhältnismäßig gut war noch bis Anfang November die Bautätigkeit in Provinz und Freistaat Sachsen und in Bremen, bis Anfang Dezember in Württemberg. Besonders schwierig gestalteten sich die Verhältnisse in Rheinland-Westfalen. Denn die Lohnstreitigkeiten im Baugewerbe fanden ihren Abschluß erst zu einer Zeit, in der die Wirtschaftslage Rheinland-Westfalens bereits ganz unter dem Zeichen der Absatzkrise und der dadurch bewirkten Massenentlassungen im Ruhrkohlenbergbau und in der Metallindustrie stand. Die wenigen noch in Arbeit befindlichen Bauten wurden im November zum großen Teil fertiggestellt, neue Bauten fast gar nicht in Angriff genommen. Den letzten noch im Gange befindlichen Bauarbeiten setzte dann in den ersten Dezembertagen der starke Frost ein Ende; es kam vor allem im Tiefbaugewerbe zu größeren Entlassungen. Schon Mitte November waren bei den Arbeitsnachweisen allein der Rheinprovinz etwa 2500 Maurer, 1500 andere Baufacharbeiter und über 10 000 Bauhilfsarbeiter als Arbeitsuchende gemeldet.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

Verordnung über die Änderungen der Regelung des Kraftfahrzeugverkehrs. Vom 5. Dezember 1925. (RGBl. I S. 435.) Die Verordnung enthält u. a. verschiedene Neuvorschriften für Lastkraftwagen (z. B. über Mindestdicke der Vollgummireifen, Anbringung eines Spiegels am Führersitz, Höchstgeschwindigkeit, Befreiung für Zugmaschinen von Vorschriften über Führerschein usw., Höchstbelastung der Anhängewagen).

Bekanntmachung der Neufassung der Verordnung über Kraftfahrzeugverkehr vom 15. März 1923/18. April 1924. Vom 5. Dezember 1925. (RGBl. I S. 439.) Enthält den heute gültigen Gesetzestext unter Berücksichtigung aller Änderungen.

Bekanntmachung, den Umtausch der auf den Namen eines bestimmten Berechtigten umgeschriebenen oder ausgestellten Schuldverschreibungen der vormaligen bayerischen Staatsanlehen in die Anleiheablösungsschuld des Deutschen Reichs betreffend. (R.Anz. Nr. 289 vom 10. Dezember.) Die Anmeldefrist läuft bis zum 28. Februar 1926. Inhaberschuldurkunden können zum Umtausch in Reichsanleiheablösungsschuld bei jeder Bank oder Sparkasse angemeldet werden. Auf Namen lautende Stücke sind nur bei der Bayerischen Staatsschuldenverwaltung, Büro für die Anleiheablösung, München, Lenbachplatz 7 anzumelden.

Erste preuß. Verordnung über die Aufwertung der Ansprüche aus Pfandbriefen und Schuldverschreibungen landschaftlicher (ritterschaftlicher) Kreditanstalten, von Stadtschaften, Pfandbriefämtern und gleichartigen öffentlich rechtlichen Kreditanstalten für den städtischen Grundkredit und von Landeskulturämtern. Vom 10. Dezember 1925 (Pr. Ges. Samml. S. 169). Enthält die Vorschriften über Bildung und Verteilung der Teilungsmasse.

Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt über beschleunigte Inangriffnahme der Notstandsarbeiten. Vom 15. 12. 25. Da dem raschen Anwachsen der Erwerbslosenziffern eine nur ungenügende Vermehrung der Arbeitsgelegenheit bei Notstandsarbeiten gegenübersteht, werden die Kommunalverwaltungen ersucht, mehr als bisher zur beschleunigten Inangriffnahme neuer Notstandsarbeiten zu schreiten. Der Minister erklärt sich damit einverstanden, daß für diejenigen Arbeiten, bei denen anrechnungsfähige Erwerbslose aus solchen Gemeinden beschäftigt werden, in denen die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger mindestens 2% der Einwohnerzahl erreicht, die Förderung mit Wirkung vom 15. Dezember ab über die bisherige Höchstgrenze, das Dreieinhalbfache der Erwerbslosenunterstützung, hinaus bis zum Fünffachen ausgedehnt wird. Ferner weist der Minister darauf hin, daß nach § 12 der Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten die Grundförderung in der Regel nur das Einfache der ersparten Erwerbslosenunterstützung betragen darf und nur in Ausnahmefällen bei Zuschüssen das Eineinhalbfache und bei Darlehen das Zweieinhalbfache erreichen darf.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband EV, Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland EV. Berlin W 30, Nollendorfplatz 3 I.)

Die Firma Carl Lingesleben, Hoch-, Tief-, Beton- und Eisenbetonbau, in Halle a. S. kann am 19. Dezember d. J. auf ein 50 jähriges Bestehen zurückblicken. Aus kleinen Anfängen heraus hat sich die Firma zu einer namhaften Unternehmung des mitteldeutschen Wirtschaftsgebietes entwickelt, die zahlreiche Fabrik-, Lagerhaus- und Tiefbauten ausgeführt hat.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 47 vom 26. Nov. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 111 578. Fritz Düker, Mülheim-Ruhr, Bülowstr. 18. Verbindungswinkel zwischen den Stoßstellen einer Vieleckzimmerung für Stollen. 29. X. 23.

Kl. 20 g, Gr. 3. H 101 872. Hohenzollern, A.-G. für Lokomotivbau, Düsseldorf-Grafenberg. Laufräderanordnung und Schienenkreuzung für Schiebebühnen u. dergl. 14. V. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. S 68 015. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Sicherheitseinrichtung für Beschleunigungsanlagen, insbesondere für Fahrzeuge. 10. XII. 24.

Kl. 20, Gr. 7. Z 13 843. Hanns Ritter von Zahler, Mannheim, Kantstr. 8. Einrichtung zum Regeln der Geschwindigkeit von Eisenbahnwagen auf Ablaufbergen. 21. VI. 23.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 65 406. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Nachspannbare Querdrahtaufhängung für Fahrleitungen elektrischer Bahnen. 14. III. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. M 86 920. Maschinenfabrik Eßlingen, u. Julius Rosenthal, Eßlingen. Kran für Eisenbahnfahrzeuge; Zus. z. Pat. 402 110. 24. X. 24.

Kl. 37 a, Gr. 2. St 38 138. Otto Stein, Beuthen, O.-S., Tarnowitzer Str. 34. Eisenbetondecke aus Platte mit Unterzügen und Stützen; Zus. z. Pat. 396 309. 30. V. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. D 45 435. Fa. Dortmunder Brückenbau, C. H. Jucho, Dortmund. Bauteil aus gleichen, einander kreuzenden Einzelteilen. 3. V. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. S 67 138. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H Berlin-Siemensstadt. Mast mit Einrichtung für die Anordnung von Endverschlüssen. 19. IX. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. R 92 914. Gustav Rönnecke, Duisburg-Buck, Ostackerweg 16. Betonmischharke. 13. II. 22.

Kl. 80 a, Gr. 53. A 38 870. Ambi Verwaltung Komm.-Ges. auf Aktien, Berlin. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung von Kunststeinen. 27. XI. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 114 115. Berliner Actien-Gesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Bewegungsvorrichtung für senkrecht geführte Zylinderschütze oder Ringventile für Schleusen. 16. V. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. G 60 573. Dipl.-Ing. Edmund Groh, Zittau i. Sa. Wehranlage; Zus. z. Anm. G 57 780. 29. V. 23.

Kl. 85 b, Gr. 1. R 57 510. Hans Reisert & Co. Komm.-Ges. auf Aktien, Köln-Braunsfeld. Verfahren zur Enthärtung von Wasser zur Dampfkesselspeisung durch basenaustauschende Stoffe in Verbindung mit einem anderen Enthärtungsmittel. 23. XII. 22.

Kl. 85 c, Gr. 8. P 48 613. „Phoenix" Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abt. Hoerder Verein, Hoerde i. W. Verfahren zum Verlegen von Rohrsträngen. 18. VIII. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 47 vom 26. Nov. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. 422 616. Hanns Schaefer, Essen, Gärtnerstr. 49. Im Querschnitt keilige Platte für den Stollenausbau. 19. II. 24. Sch 69 661.

Kl. 19 a, Gr. 28. 422 661. „Cubex"-Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Brückengleisrückmaschine. 15. V. 23. B 109 665.

Kl. 19 c, Gr. 1. 422 579. Maschinenbau-Anstalt Humbold, Köln-Kalk. Verfahren zum Befestigen von sandigem Boden. 23. VII. 22. P 44 642.

Kl. 37 f, Gr. 7. 422 690. Fa. Gebr. Friesecke, Berlin. Treppenhaus in aufgelöster Bauweise. 2. II. 24. F 55 384.

Kl. 84 b, Gr. 1. 422 565. Reichsfiskus (Reichswasserstraßenverwaltung), vertreten durch den Regierungspräsidenten als Chef der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen, Potsdam. Selbstsperrender Antrieb für Schiffshebewerke. 27. VI. 23. N 22 225.

Kl. 85 c, Gr. 6. 422 654. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Rollenscheibe für Sieb- oder Rechenbänder zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung. 3. IV. 25. G 63 951.

Kl. 85 c, Gr. 6. 422 758. Dipl.-Ing. Max Hoffmann, Lübeck, Mühlenbrücke 9. Kleinkläranlage, besonders für Wasserspülaborte, unter Trennung des Spülwassers und der festen Bestandteile. 30. VI. 23. H 94 057.

Zuschrift zum Aufsatz Thomsen, Heft 31.

Mit Bezugnahme auf die in Heft 31 des l. Jg. der Zeitschrift veröffentlichte Arbeit: „Beziehungen zwischen Querschnitt und Widerstandsmoment von eisernen Tragwerken von Dr. Ing. Ernst Thomsen, Lübeck", in der u. a. eine einfache Beziehung zwischen der Fläche und dem Widerstandsmoment von Walzträgern abgeleitet wird, erlaube ich mir mitzuteilen, daß für die Reihe der österr. INP eine ähnliche Formel für die Gewichte errechnet wurde.

In dem Beitrag: „Ing. F. Faltus, Wirtschaftliche Anordnung der Träger bei Überdeckung rechteckiger Räume" in der Zeitschr. des österr. Ing. und Architekten Vereines, Heft 33/34 vom 21. August 1925, wird die Beziehung abgeleitet: $p = 0{,}757\, W^{\frac{2}{3}}$. Hierbei bedeutet p das Metergewicht in kg, W das Widerstandsmoment in cm³. In die, in der ersterwähnten Arbeit verwendete Form umgegossen, erhalten wir mit $p = 0{,}785\, F$: $F = 0{,}964\, W^{\frac{2}{3}}$. Diese Formel gibt kleinere Werte, weil ihrer Ableitung nicht der treppenartige Linienzug sondern die den Profilwerten selbst entsprechende stetige Kurve zugrunde gelegt wurde.

Ing. F. Faltus.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Mitgliedsbeitrag für das Jahr 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden gebeten, den Mitgliedsbeitrag für das Jahr 1926 in Höhe von 8 RM. — für Mitglieder, die gleichzeitig dem Verein deutscher Ingenieure als Mitglied angehören 6 RM. — für Junioren 3 RM. — auf das Postscheckkonto der D. G. f. B. Berlin Nr. 100 329 einzuzahlen.

Ausbildung des technischen Nachwuchses.

Der Vortragsabend am 24. November 1925 war der Ausbildung des technischen Nachwuchses in Wirtschaftlichkeitsfragen gewidmet. Was Professor Janssen über die wirtschaftliche Ausbildung an Hochschulen vortrug, ist bereits in Heft 35 berichtet worden. Studienrat Koehn sprach über das Thema „Wie kann der Unterricht der Baugewerkschulen neben gründlicher Fachausbildung die Erziehung zum wirtschaftlichen Arbeiten vermitteln?"

Von der allgemeinen Wirtschaftsnot, von der unser Volk betroffen ist, ist besonders das Bauwesen in Mitleidenschaft gezogen worden. Die dringend gebotene Abhilfe kann sich nach Lage der Dinge neben der Weiterentwicklung des Bestehenden in erster Linie auf dessen beste Ausnützung stützen, muß also auf größte Wirtschaftlichkeit abzielen. Es gilt nicht nur die Ursachen des Unwirtschaftlichen, sondern auch die Grundlagen des wirtschaftlichen Arbeitens zu erforschen. Das ist nur möglich, wenn der technische Nachwuchs mit dem Geiste wirtschaftlichen Arbeitens erfüllt ist. Der Nachwuchs der Baugewerkschulen ist gewissermaßen durch eine natürliche Auslese aus dem Handwerkerstande hervorgegangen und an wirtschaftliches Denken und Arbeiten gewöhnt.

Die Zusammenarbeit von Lehrern und Schülern erspart den Schülern viel unnötige Arbeit, so daß das große Pensum in 5 Semestern erledigt werden kann. Die Schüler werden dazu angehalten, ihre Arbeiten sofort zu erledigen und nicht aufzuschieben. Neben dieser Anleitung zum rationellen Arbeiten trägt weiter die auf Anschaulichkeit gegründete Unterrichtsmethode dem wirtschaftlichen Gesichtspunkt Rechnung. Keine abstrakten Körper in der Projektionslehre, sondern kleine Hausmodelle in allen möglichen Stellungen und vor allen Dingen Modelle der Holzverbände, keine Ausarbeitung außer Zusammenhang stehender Einzelkonstruktion, sondern von vornherein gleich die Ausarbeitung eines ganzen Bauwerkes, zunächst einfach, später schwieriger. Von Anfang an lernt der Schüler, der streng an die Anfertigung einer Anzahl Zeichnungen gebunden ist, den konstruktiven Zusammenhang zwischen Grundrissen, Balkenlagen, Dachkonstruktion und Fassade kennen, dadurch, daß er alle diese nebeneinander gleichzeitig bearbeitet und auf die Fehler aufmerksam gemacht wird, die sich selbstverständlich nach der wirtschaftlichen Seite hin auswirken müssen. Er lernt, daß die Durcharbeitung der Werkzeichnung gewissenhaft und genau zu erfolgen hat. Sofortiges Einschreiben aller notwendigen Maße, die Auswahl des Baustoffes vom wirtschaftlichen Gesichtspunkt wird beim Veranschlagen behandelt. Eine große Steigerung der Leistung wird durch Wechsel vom theoretischen Studium und praktischer Arbeit erzielt. In der Baukonstruktionslehre wird auf eine wirtschaftliche Verteilung der Mauermasse Bezug genommen und die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Bauweisen behandelt. Bei den Dachkonstruktionen ist es Grundsatz, den einfachsten Dachstuhl zu wählen. Durchführung von Vergleichsberechnungen des Materialverbrauches, der Arbeitszeit, der Transportkosten und der Unterhaltungskosten werden angestellt. Auch die wärmewirtschaftlichen Gesichtspunkte werden gewürdigt, was auf die Wahl des Baustoffes Einfluß haben wird. Es wird alles berücksichtigt, was überhaupt mit dem Bau in Zusammenhang steht, bis zur späteren Benutzung, also der Aufstellung der Möbel in dem fertigen Hause. So wird in allen Klassen, im Tiefbau wie im Hochbau, beim Eisenbeton- und beim Eisenbahnbau verfahren. Auch die nicht technischen Fächer, z. B. das Deutsch, nehmen Bezug auf das, was der Techniker braucht. In der Geschäftskunde wird aus dem Wechselrecht über den Verkehr mit Geschäftsleuten und Behörden über Baugenehmigung, Bauabnahmen vorgetragen, über die Erleichterung des Bürobetriebes sowie Verwendung von Rechenschieber und Rechenmaschinen. Die Staatsbürgerkunde schließlich leitet an zum wirtschaftlichen Denken im allgemeinsten Sinne. Wo so in der ganzen Baugewerkschule das wirtschaftliche Denken und Arbeiten der Leitgedanke ist, muß es eine gewisse Enttäuschung hervorrufen, daß das preußische Baugewerkschulwesen von einem Dezernenten nur nebenamtlich erledigt wird. Ein großer Vorteil ist es, daß in den Baugewerkschulen nur Fachleute mit längerer Baupraxis unterrichten, während leider in den Fortbildungsschulen die technischen Fächer nicht von Fachleuten behandelt werden. Durch die ständige Fühlungnahme der Lehrer mit der Praxis wird ein Veralten des Unterrichtes vermieden und alle Fächer nehmen aufeinander Bezug.

An die Vorträge von Studienrat Koehn und Professor Janssen schloß sich eine eingehende Aussprache an. Professor Mattern bedauert zunächst, daß so wenig jüngere Herren, die noch in der Ausbildung stehen, sich für die Frage interessieren, wie eben die jüngeren Herren immer glauben, die Wirtschaftslehre entbehren zu können. Besonders die Unkenntnis der Techniker auf wirtschaftsrechtlichem Gebiete veranlasse das Zurückdrängen des Technikers durch den Juristen, selbst bei technischen Fragen, wo doch der Techniker der berufene Beurteiler sein müßte. Professor Mattern fordert schon auf den Hochschulen eine eingehendere Beschäftigung mit Wirtschafts- und wirtschaftsrechtlichen Fragen. Professor Weihe weist darauf hin, daß die ganze Lehrweise auf den Hochschulen darauf hinziele, die technisch zweckmäßigste, d. h. eben die wirtschaftlich zweckmäßigste Konstruktion herauszubilden. Eine rein theoretische Behandlung volkswirtschaftlicher Fragen findet er nicht besonders geeignet. Dr.-Ing. Levetzow fordert eine enge Wechselbeziehung zwischen Hochschule und Baustelle, so daß sich stets Theorie und Praxis ergänzen, so wie es Herr Professor Schlesinger für das Maschineningenieurgebiet fordert. Dr.-Ing. Althausen erwähnt, wie in Amerika und Rußland die Hochschüler veranlaßt werden, während der Ferienzeit in die Praxis zu gehen. Architekt Linnecke weist darauf hin, daß der Techniker meist dazu ausgebildet ist, ein Spezialist zu sein und dadurch selbst schon bei allgemeineren technischen Fragen durch Juristen in den Hintergrund gedrängt wird, z. B. leite in Berlin die gesamte Baupolizei ein Jurist und zwar der Oberbürgermeister und über städtebauliche Fragen entscheide ein Kollegium von Juristen. Professor Mattern erkennt an, daß die Hochschule schwierig die Vorträge beschneiden könnte, ohne deren Wissenschaftlichkeit zu gefährden. Doch seien z. B. die Vorträge über Statik schon für Spezialisten zugeschnitten und ließen sich beschränken und dadurch Zeit für eine Behandlung der wirtschaftlichen Fragen gewinnen. Prof. Weihe hält es für verfehlt, abwechselnd semesterweise zu arbeiten und zu studieren. Der Studiengang erleide durch das dann jedesmal notwendige Wiedereinarbeiten Verzögerung. Fertige Ingenieure bildet die Hochschule nicht aus, aber es gibt gewisse Sachen, die kann man nur auf der Hochschule lernen, nämlich die Grundlagen der technischen Wissenschaften und daran ist nichts zu kürzen. Professor Dr.-Ing. Ludin warnt davor, das Heilmittel in einer übermäßigen Ausdehnung des zu behandelnden Stoffes und Wissensgebietes zu suchen. Bei dem großen Stoffandrang würde man schließlich eine Trennung im Bauingenieurwesen in Erwägung ziehen müsse, wenn man nicht die Studienzeit verlängern will.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW. 19, Beuthstraße 8.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang | 10. Januar 1925 | Nr. 1

INHALT:

Noch nicht endgültig

Aufsatz für Straßenabläufe
Zusammenstellung und Stückliste

Kanalisation

DIN 599 Entwurf 1

Maße in mm

Zusammenstellung

Mit Rost L (mit Längsstäben) | Mit Rost Q (mit Querstäben)

Bezeichnung eines vollständigen Aufsatzes für Straßenabläufe von 450 mm Durchmesser mit Rost L Größe 405×475 mm:
Aufsatz L 410×480 DIN 599

Für Straßenablauf Durchmesser	Rahmen					Rostgröße e×f	Gewicht des Straßenablaufs bei Verwendung von einem	
	Größe a×b	d_1	d_2	o	p		Rost mit Längsstäben	Rost mit Querstäben
400	360×480	400	640	400	520	355×475	109	104
450	410×480 410×530	450	700	450 454	520 574	405×475 405×525	128 138	116 130

Entwurf: Einspruchsfrist 1. März 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Stückliste

Straßenablaufdurchmesser 400 L	400 Q	450 L	450 L	450 Q	450 Q	Benennung	Teil	Bezeichnung	Werkstoff
Stückzahl									
1	1					Rahmen	1	425 × 475 DIN 600	Gußeisen
		1		1		Rahmen	2	410 × 480 DIN 600	
			1		1	Rahmen	3	410 × 530 DIN 600	
1						Rost mit Längsstäben	4	L 355 × 475 DIN 601	
		1				Rost mit Längsstäben	5	L 405 × 475 DIN 601	
			1			Rost mit Längsstäben	6	L 405 × 525 DIN 601	
	1					Rost mit Querstäben	7	Q 355 × 475 DIN 602	
				1		Rost mit Querstäben	8	Q 405 × 475 DIN 602	
					1	Rost mit Querstäben	9	Q 405 × 525 DIN 602	

Rahmen nach DIN 600, Rost mit Längsstäben nach DIN 601, Rost mit Querstäben nach DIN 602

Januar 1925

Rahmen zum Aufsatz für Straßenabläufe

Noch nicht endgültig

Kanalisation

DIN 600 Entwurf 1

Entwurf: Einspruchsfrist 1. März 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Bezeichnung eines Rahmens
Größe 360 × 480 mm:
Rahmen 360 × 480 DIN 600

Größe a × b	d_1	d_2	o	p	q	r	s	t	v	w	z	Für Straßenablauf Durchmesser	Gewicht des Rahmens kg
360 × 480	400	640	400	520	120	1510	9	9	400	520	90	400	52
410 × 480	450	700	450	520	136,5	1710	9	10	450	520	100	450	58
410 × 530	450	700	454	574	136,5	1710	10	12	450	570	100	450	66

Werkstoff: Gußeisen
Zusammenstellung und Stückliste des vollständigen Aufsatzes siehe DIN 599

Januar 1925

Rost mit Längsstäben zum Aufsatz für Straßenabläufe

Noch nicht endgültig

Kanalisation

DIN 601 Entwurf 1

Maße in mm
Rost L (mit Längsstäben)

Bei den Rostgrößen 355×475 und 405×475 fällt die Querrippe fort

Bezeichnung eines Rostes L
Größe 355×475 mm:
Rost L 355×475 DIN 601

Größe e×f	d	g	n	p	q	r	s	u	v	z	Für Rahmen	Für Straßenablauf Durchmesser	Gewicht des Rostes kg
355×475	250	—	74	405	120	1510	32	32	33,5	95	360×480	400	57
405×475	275	—	74	405	134	1710	30	31	35	105	410×480	450	70
405×525	275	80	65	212	134	1710	30	31	35	105	410×530	450	72

Werkstoff: Gußeisen
Zusammenstellung und Stückliste des vollständigen Aufsatzes siehe DIN 599

Januar 1925

Entwurf: Einspruchsfrist 1. März 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Vorstandsvorlagen

DIN 597 und 598. Aufsätze für Hofabläufe

Der Vorschlag des Arbeitsausschusses zur Normung von Kanalisationsgegenständen für Hofabläufe von 300 mm Lichtweite, zwei Normalmodelle vorzuschlagen, hat allgemein Beifall gefunden. In den Einsprüchen selbst sind lediglich kleine Änderungen beantragt worden, die, soweit möglich, berücksichtigt sind.

DIN 597 stellt einen leichten Hofsinkkastenaufsatz dar mit 100 mm Rahmenhöhe. Da jedoch der schwere Rost von DIN 598 auch in dieses Modell paßt, kann der Rahmen unter Verwendung des Rostes von DIN 598 auch da verwendet werden, wo schwerer Fuhrverkehr zu erwarten ist. Umgekehrt können Städte, die auf eine gleichmäßige Höhe der Hofsinkkasten Wert legen, den Aufsatz nach DIN 598, jedoch mit Rost DIN 597, vorsehen. Gegenüber dem Entwurf sind an Änderungen erwähnenswert, daß die Wölbung des Rostes bei beiden Ausführungen auf Antrag von 15 mm auf 10 mm verringert ist. Bei DIN 598 ist die Grundplatte auf 500 mm vergrößert, um eine bessere Untermauernug zu erreichen. Die Blätter werden nunmehr dem Vorstand zur Genehmigung unterbreitet. Passavant.

Erläuterungen

DIN E 599 bis 602. Aufsätze für Straßenabläufe

Bei der Normung von Aufsätzen für Straßensinkkasten ist der Arbeitsausschuß für gußeiserne Kanalisationsgegenstände von der Ansicht ausgegangen, daß es zweckmäßig ist, alle Aufsätze derartig durchzubilden, daß sie jedem Verkehr gewachsen sind. Gewichtsverschiedenheiten ergeben sich also lediglich infolge der verschiedenen Größen. Die Festigkeit ist bei allen Ausführungen dieselbe. Ferner hat man geglaubt, den seitherigen Unterschied zwischen den Modellen für Pflasterrinnen und Bordsteinrinnen wegfallen lassen zu können, indem man den Rost muldenförmig macht mit der tiefsten Stelle in etwa $^1/_3$ der Rostfläche. Derartige Roste lassen sich in allen Fällen gleich gut einbauen und die Doppelausführung wird dadurch vermieden. Dagegen hat der Ausschuß zu der Frage, ob Roste mit Stäben längs der Fahrbahn oder quer zur Fahrbahn zu verwenden sind, vorläufig nicht Stellung genommen, bis Erfahrungen an gleichen Modellen vorliegen. Dazu kommt, daß der Ausschuß der Auffassung ist, daß gegenüber den hunderten von Modellen, wie sie jetzt im Ge-

Entwurf: Einspruchsfrist 1. März 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Rost mit Querstäben zum Aufsatz für Straßenabläufe

Noch nicht endgültig

Kanalisation

DIN 602 Entwurf 1

Maße in mm
Rost Q (mit Querstäben)

Bezeichnung eines Rostes Q
Größe 405×525 mm:
Rost Q 405×525 DIN 602

Größe e×f	d	n	p	q	r	u	v	z	Für Rahmen	Für Straßenablauf Durchmesser	Gewicht des Rostes kg
355×475	250	60	285	120	1510	33	35	95	360×480	400	52
405×475	275	65	335	134	1710	33	35	105	410×480	450	58
405×525	275	66	335	134	1710	30	32,5	105	410×530	450	64

Werkstoff: Gußeisen
Zusammenstellung und Stückliste des vollständigen Aufsatzes siehe DIN 599

Januar 1925

brauch sind, eine Vereinheitlichung auf 6 Rahmen- und 12 Rostmodelle schon ein wesentlicher Fortschritt bedeutet.

Während die Ausführung nach DIN 593 (siehe Mitteilungen des NDI Nr. 8/1922) ja der seither am meisten üblichen Form entspricht, hat der Arbeitsausschuß sich entschieden, auch die Form nach DIN 599 zu normen, da nach den Rundfragen sich ergeben hat, daß viele Städte einen schmalen Rost bevorzugen. Außerdem erleichtert die glatte Außenform des Rahmens das Anpflastern. Diese neuen Entwürfe lehnen sich sonst hinsichtlich der Abmessungen eng an die bereits veröffentlichten an. Bei diesen wiederum ist gegenüber dem ersten Entwurf lediglich die Zahl der Modelle von 5 auf 3 vermindert. Sodann ist auf Wunsch einzelner Städte bei den Rosten mit Längsstäben der Querstab weggefallen und nur bei der Rostlänge von 525 mm beibehalten worden. Die Höhe der Rahmen ist einheitlich durchgeführt und zwar so, daß stets auch die größten Pflastersteine bequem Verwendung finden können. Ein Unterschied in der Höhenbemessung erscheint nicht gerechtfertigt, da wohl in allen Städten Straßen mit ganz verschiedenartigem Pflaster vorhanden sind. Passavant.

Zu spät!

Den Gepflogenheiten des N D I entsprechend wurden bislang sämtliche Normblattentwürfe und Vorstandsvorlagen mit einer Einspruchsfrist von etwa 6 Wochen veröffentlicht. Es hat sich gezeigt, daß ein großer Teil der Wünsche, welche die Firmen zu den Vorschlägen hatten, erst nach Ablauf der Einspruchsfrist der Geschäftstelle des N D I zugingen. Dieser Zustand hatte bis jetzt zur Folge, daß ein genauer Termin zur Weiterbearbeitung der Entwürfe und Vorstandsvorlagen von der Geschäftstelle nicht gewählt werden konnte, wenn nicht durch später einlaufende Einsprüche die geleistete Arbeit in Frage gestellt werden sollte. Durch die Übermittlung von Einsprüchen nach Ablauf der Einspruchsfrist ist eine terminmäßige und reibungslose Arbeit im N D I äußerst behindert und daher jetzt nachstehende Regelung getroffen worden:

Die Einspruchsfrist für Entwürfe und Vorstandsvorlagen wird grundsätzlich auf rund 8 Wochen verlängert.

Einsprüche, die nach Ablauf der Einspruchsfrist eingehen, werden erst bei Bearbeitung des Entwurfs zur Vorstandsvorlage bzw. vor Überreichung an den Vorstand behandelt.

Wir bitten daher unsere Mitarbeiter im eigensten Interesse, Wünsche und Änderungsvorschläge innerhalb der Einspruchsfrist der Geschäftstelle des N D I zugehen zu lassen. N D I

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang — **10. Februar 1925** — **Nr. 2**

INHALT:

Zu spät!

Den Gepflogenheiten des NDI entsprechend wurden bislang sämtliche Normblattentwürfe und Vorstandsvorlagen mit einer Einspruchsfrist von etwa 6 Wochen veröffentlicht. Es hat sich gezeigt, daß ein großer Teil der Wünsche, welche die Firmen zu den Vorschlägen hatten, erst nach Ablauf der Einspruchsfrist der Geschäftstelle des NDI zugingen. Dieser Zustand hatte bis jetzt zur Folge, daß ein genauer Termin zur Weiterbearbeitung der Entwürfe und Vorstandsvorlagen von der Geschäftstelle nicht gewählt werden konnte, wenn nicht durch später einlaufende Einsprüche die geleistete Arbeit in Frage gestellt werden sollte. Durch die Übermittlung von Einsprüchen nach Ablauf der Einspruchsfrist ist eine terminmäßige und reibungslose Arbeit im NDI äußerst behindert und daher jetzt nachstehende Regelung getroffen worden:

Die Einspruchsfrist für Entwürfe und Vorstandsvorlagen wird grundsätzlich auf rund 8 Wochen verlängert.

Einsprüche, die nach Ablauf der Einspruchsfrist eingehen, können nicht mehr auf Berücksichtigung bei der endgültigen Fassung der Normen rechnen.

Wir bitten daher unsere Mitarbeiter im eigensten Interesse, Wünsche und Änderungsvorschläge innerhalb der Einspruchsfrist der Geschäftstelle des NDI zugehen zu lassen.

NDI

Noch nicht endgültig — DIN E 1203 Entwurf 1

Abflußrohre
Steinzeug

Kanalisation

Maße in mm

Bezeichnung eines Abflußrohres mit 200 mm Innendurchmesser und 1000 mm Baulänge:
Abflußrohr 200×1000 DIN 1203 Steinzeug

Innendurchmesser D	D_1 ≈	s	Baulänge L	D_2	D_3 ≈	l	m	z	Stückgewicht ≈ kg
100	134	17	1000	164	198	120	60	85	16
125	161	18		193	229				20
150	188	19		224	262	130	70	90	24
175	215	20		251	291				29
200	240	20		276	316				34
225	267	21		303	345				40
250	297	22		334	378				48
300	350	25		390	440				63
350	406	28		446	502				80
400	460	30		500	560				100
450	518	34		558	626				130
500	578	36		612	684				150
550	628	39		668	746				175
600	682	41		722	804				200
650	736	43	800	776	867				191
700	790	45		830	920				214
800	894	47		944	1038				244

Raumeinheitsgewicht: 2,3

Februar 1925 — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen

Einspruchsfrist 1. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Einspruchsfrist 1. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Muffenkrümmer und Muffenbogen

Steinzeug

Kanalisation

DIN E 1204 Entwurf 1

Maße in mm

Bezeichnung eines 60° Muffenbogens mit 100 mm Innendurchmesser:

60° Bogen 100 DIN 1204

	Krümmer 90° Bogen						Bogen 60° Bogen						45° Bogen						30° Bogen					
D	s ≈	a	b	m	r	Stück Gew. ≈ kg	s ≈	a	b	m	r	Stück Gew. ≈ kg	s ≈	a	b	m	r	Stück Gew. ≈ kg	s ≈	a	b	m	r	Stück Gew. ≈ kg
100	17	150	210	60	150	7	17			60		8	17			60		8	17			60		9
125	18	170	230		170	9	18					10	18					10	18					11
150	19	170	230		170	12	19					13	19					13	19					14
175	20	200	260		200	15	20					16	20					16	20					18
200	20	200	260		200	17	20					18	20					18	20					20
225	21	220	280	70	220	21	21	260	260	70	450	21	21	249	249	70	600	21	21	268	268	70	1000	23
250	22	220	280		220	26	22					25	22					25	22					28
300	25	250	310		250	36	25					33	25					33	25					36
350	28	250	310		250	46	28					43	28					43	28					46
400	30	280	340		280	61	30					52	30					52	30					57
450	34	280	340		280	78	34					66	34					66	34					72

Raumeinheitsgewicht: 2,3.
Muffen und Rillen nach DIN 1203.

Februar 1925. Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen

Erläuterungen zu den Normblattentwürfen

DIN E 1203: Abflußrohre, Steinzeug
DIN E 1204: Muffenkrümmer und Muffenbogen, Steinzeug
DIN E 1205: Abzweige, Steinzeug
DIN E 1206: Muffenübergänge und S-Stücke

Einer Anregung aus Verbraucherkreisen folgend, hat der Normenausschuß der Deutschen Industrie in gemeinsamer Arbeit mit der Gesellschaft für Bauingenieurwesen die Normung von Kanalisations-Abflußrohren und -Abflußformstücken aus Steinzeug aufgenommen und sich dabei auf die in der Grundstücksentwässerung und beim Bau von Straßenleitungen gebräuchlichsten Stücke beschränkt.

DIN 1203 behandelt die geraden Abflußrohre mit den lichten Durchmessern von 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700 und 800 mm, DIN 1204 den zugehörigen Krümmer von 100 bis 450 mm l. W. mit den Zentriwinkeln 90⁰, 60⁰, 45⁰ und 30⁰, DIN 1205 die Abzweige mit einfachem und doppelten geraden oder schrägen Abzweig und die Gabelrohre (ohne durchgehendes Hauptrohr) mit Lichtweiten der Abzweige von 100, 125, 150, 175 und 200 mm. Auf DIN 1206 sind dargestellt die Abfluß-Übergänge von 300 und 600 mm Länge, sowie der Abfluß-S-Stücke. Besonders hervorzuheben ist, daß die Durchschnitts-Wandstärken und -Gewichte der Rohre festgelegt werden. Hierauf wird von den Verbrauchern besonderer Wert gelegt, während die Industrie einen anderen Standpunkt einnimmt. Es soll nicht bestritten werden, daß das den einzelnen Firmen zur Verfügung stehende Rohmaterial die Innehaltung einer einheitlichen Wandstärke erschwert, durch entsprechende Zuschläge und Mischungen dürfte es sich aber ermöglichen lassen, dieser Stärke innerhalb noch festzulegender Toleranzen nahe zu kommen.

Wünschenswert ist es, die Dinormen über Abflußrohre aus Steinzeug durch ein weiteres Blatt zu ergänzen, daß sich mit den Gütevorschriften der und von der Industrie gewählten Klasseneinteilung der Rohrmaterialien (Stadtware, Handelsware usw.) unter Angabe der Abweichungen von den vorgeschriebenen Durchmessern und den sonstigen Unterscheidungsmerkmalen befaßt.

Schulze

Erläuterungen zu den Vorstandsvorlagen

(Vorstandsvorlagen siehe Seite 9—12)

DIN 593: Aufsatz für Straßenabläufe, Zusammenstellung und Stückliste
DIN 594: Aufsatz für Straßenabläufe, Rahmen
DIN 595: Aufsatz für Straßenabläufe, Rost mit Längsstäben
DIN 596: Aufsatz für Straßenabläufe, Rost mit Querstäben

Noch nicht endgültig

Abzweige
Steinzeug

Kanalisation

DIN
E 1205
Entwurf 1

B
Muffenstück mit Muffenstutzen

BB
Muffenstück mit zwei Muffenstutzen

C
Muffenstück mit Muffenabzweig

CC
Muffenstück mit zwei Muffenabzweigen

HC
Hosenmuffenstück

Bezeichnung eines Hosenmuffenstückes mit 200 mm Nenndurchmesser und 125 mm Abzweig:
HC 200 × 125 DIN 1205 Steinzeug

mm

D	s ≈	D_1	a	a_1	a_2	b	b_1	c	c_1	c_2	m	m_1	l	Stückgewicht ≈ kg B	BB	C	CC	HC
100	17	100	400	350	250	200	250	120	300	160	60	60	600	12	14	13	17	9
125	18	100	380	300	250	220	300	140	300	150	60	60	600	15	18	16	20	9
		125	380	300	250	220	300	140	300	150	60	60	600	16	19	17	22	11
150	19	100	330	270	250	270	330	150	300	200	70	60	600	18	20	20	23	11
		125	330	270	280	270	330	160	300	200	70	60	600	19	22	21	25	14
		150	330	240	280	270	360	170	330	200	70	70	600	20	23	22	29	16
175	20	100	400	210	280	200	390	200	330	200	70	60	600	22	25	23	27	13
		125	385	210	280	215	390	200	330	200	70	60	600	23	26	26	32	15
		150	375	210	280	225	390	200	330	200	70	70	600	24	29	26	32	17
		175	360	210	280	240	390	200	330	200	70	70	600	25	30	27	34	19
200	20	125	385	210	280	215	390	200	350	200	70	60	600	25	29	27	32	16
		150	375	210	280	225	390	200	350	200	70	70	600	26	30	28	35	18
		175	360	210	280	240	390	200	350	200	70	70	600	27	32	30	37	20
		200	350	210	280	250	390	200	350	200	70	70	600	28	33	31	39	21
225	21	150	375	210	300	225	390	220	350	200	70	70	600	31	35	32	38	21
		200	350	210	300	250	390	220	350	250	70	70	600	32	37	36	47	25
250	22	150	350	210	300	250	390	220	350	200	70	70	600	36	40	38	45	23
		200	350	210	300	250	390	220	350	250	70	70	600	37	42	40	49	28
300	25	150	350	150	350	250	450	250	450	250	70	70	600	45	49	48	55	31
		200	350	150	350	250	450	250	450	250	70	70	600	46	51	51	61	34
350	28	150	360	100	350	240	500	280	500	300	70	70	600	57	60	61	69	38
		200	360	100	350	240	500	280	500	300	70	70	600	58	63	64	74	42
400	30	150	360	100	400	240	500	300	500	350	70	70	600	67	72	72	80	50
		200	360	100	400	240	500	300	500	350	70	70	600	69	74	75	86	54
450	34	150	460	100	450	340	700	330	550	400	70	70	800	109	113	114	123	67
		200	460	100	450	340	700	330	550	400	70	70	800	110	116	117	129	72
500	36	150	460	100	500	340	700	360	600	400	70	70	800	137	141	142	152	90
		200	460	100	500	340	700	360	600	400	70	70	800	138	144	145	158	95

Raumeinheitsgewicht: 2,3
Muffen und Rillen nach DIN 1203

Februar 1925 Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen

Einspruchsfrist 1. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Der Entwurf für die Normblätter DIN 593 bis DIN 596 war veröffentlicht in den Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie in der Zeitschrift „Maschinenbau" Heft 8, 1. Jahrg. vom 22. Juli 1922.

Die vorliegende Vorstandsvorlage weist gegenüber diesem Entwurf hinsichtlich der Art der Konstruktion keine, in den neu festgesetzten Abmessungen dagegen wesentliche Änderungen auf, auf die im folgenden besonders hingewiesen wird:

1. DIN 593: Zusammenstellung und Stückliste

Die Zahl der Rahmengrößen ist für den Straßenablaufdurchmesser 400 mm von 2 auf 1, für den Straßenablaufdurchmesser 450 mm von 3 auf 2 herabgesetzt. Die Rahmengrößen dieser 3 nunmehr zur Normung vorgeschlagenen Sinkkasten betragen 425 × 475, 475 × 485, 480 × 530 mm, die dazugehörigen Rostgrößen 420 × 470, 470 × 480, 475 × 525 mm. Die Höhe des Rahmens an der Bordsteinseite ist für alle Größen einheitlich auf 205, an der Fahrdammseite auf 215 mm festgelegt. Die Übersicht ist ergänzt durch die Angabe des Gewichts des Aufsatzes, sowohl für den Rost mit Längsstäben wie mit Querstäben.

Einspruchsfrist 1. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Muffenübergänge und S-Stücke

Steinzeug

Kanalisation

DIN E 1206 Entwurf 1

Maße in mm

Muffenübergang R kurz

Bezeichnung eines kurzen Muffenüberganges von 150 auf 200 mm Innendurchmesser:
R kurz 150×200 DIN 1206 Steinzeug

d	D	s ≈	m	Stückgewicht ≈ kg
100	125	18	60	6
	150	19		7
125	150	19		8
	200	20		9
150	200	20	70	11
175	200	20		12

Muffenübergang R lang

Bezeichnung eines langen Muffenüberganges von 125 auf 150 mm Innendurchmesser:
R lang 125×150 DIN 1206 Steinzeug

d	D	s ≈	m	Stückgewicht ≈ kg
100	125	18	60	11
	150	19		13
125	150	19		15
	200	20		17
150	200	20	70	21
175	200	20		23

S-Stück S

Bezeichnung eines S-Stückes von 150 mm Innendurchmesser:
S 150 DIN 1206 Steinzeug

D	s ≈	m	Stückgewicht ≈ kg
100	17	60	10
125	18		13
150	19		16
175	20	70	19
200	20		22

Raumeinheitsgewicht: 2,3
Muffen und Rillen nach DIN 1203

Februar 1925 Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen

2. DIN 594: Rahmen für den Aufsatz für Straßenabläufe
DIN 595: Rost mit Längsstäben
DIN 595: Rost mit Querstäben

Entsprechend den veränderten Abmessungen des Rahmens sind die Einzelabmessungen überarbeitet und, soweit es sich nunmehr um feststehende Maße für alle Rahmen und Rostgrößen handelt, in die Zeichnung eingetragen. Die veränderlichen Maße sind in der Übersichtstabelle zusammengefaßt, die ebenfalls durch die Gewichte der Einzelteile des Aufsatzes ergänzt sind.

Beide Konstruktionen für Straßenaufsätze, sowohl die in der vorigen Nummer der Baunormung (Nr. 1 vom 10. 1. 25), wie die jetzt als Vorstandsvorlage veröffentlichten, sollen der Praxis als nebeneinanderlaufende Normen empfohlen werden, da die Konstruktion mit unten verjüngtem Rahmen heute noch weit verbreitet ist, die neu vorgeschlagene mit oben verjüngtem Rahmen jedoch straßenbautechnisch und gießereitechnisch wesentliche Vorteile bieten. Es ist nicht Aufgabe des Fachnormenausschusses, die Entscheidung nach der einen oder anderen Seite zu fällen; es muß der Praxis überlassen bleiben, welche Form sie in Zukunft als die günstigere betrachtet. Dann erst ist die Entscheidung möglich, welche von beiden Formen als endgültige Norm angesehen werden soll. Sa.

Markenbezeichnungen für Stahl

Wie wir aus den Kreisen der Hütten- und Walzwerks-Industrie hören, bereitet die Verständigung zwischen Verbrauchern und Erzeugern über die genormten Stahlmarken insofern noch Schwierigkeiten, als die Verbraucher sich nicht genau an die in DIN 1600 gemachten Angaben halten, wodurch leicht Unklarheiten und Mißverständnisse entstehen können. Wir bitten daher, bei allen Bestellungen auf Grund der DIN-Markenbezeichnungen die **vollständigen** Bezeichnungen anzugeben, wie sie in den Beispielen auf der 4. Seite des Blattes DIN 1600 aufgeführt sind. Es genügt also für die Bestellung nicht, nur anzugeben „St. 34.13", sondern es muß z. B. heißen: „Nieteisen 22 ∅ St 34.13 DIN 1613". Diese Bezeichnung erscheint vielleicht etwas umständlich, aber sie dürfte nach dem, was wir gehört haben, für die nächsten Jahre noch notwendig

Vorstandsvorlage

Noch nicht endgültig

Aufsatz für Straßenabläufe

Zusammenstellung und Stückliste

Kanalisation

DIN 593

Maße in mm

Zusammenstellung

Mit Rost L (mit Längsstäben) — Mit Rost Q (mit Querstäben)

205 215 65 o a e 2,5 b p f d_1 d_2

Bezeichnung eines vollständigen Aufsatzes für Straßenabläufe von 450 mm Durchmesser mit Rahmen 480×530 und Rost L (Größe 475×525 mm):
Aufsatz L 480×530 DIN 593

Für Straßenablauf Durchmesser d_1	Rahmen					Rostgröße e×f	Gewicht des Aufsatzes bei Verwendung von einem	
	Größe a×b	d_1	d_2	o	p		Rost L kg	Rost Q kg
400	425×475	400	640	425	470	420×470	121	105
450	475×485 480×530	450	700	475 480	520 524	470×480 475×525	136 145	120 132

Stückliste

400 L	400 Q	450 L	450 L	450 Q	450 Q	Benennung	Bezeichnung	Werkstoff
Stückzahl								
1	1					Rahmen	425×475 DIN 594	Gußeisen
		1		1		Rahmen	475×485 DIN 594	
			1		1	Rahmen	480×530 DIN 594	
1						Rost mit Längsstäben	L 420×470 DIN 595	
		1				Rost mit Längsstäben	L 470×480 DIN 595	
			1			Rost mit Längsstäben	L 475×525 DIN 595	
	1					Rost mit Querstäben	Q 420×470 DIN 596	
				1		Rost mit Querstäben	Q 470×480 DIN 596	
					1	Rost mit Querstäben	Q 475×525 DIN 596	

Rahmen nach DIN 594, Rost mit Längsstäben nach DIN 595, Rost mit Querstäben nach DIN 596

Februar 1925

Einspruchsfrist 1. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Einspruchsfrist 1. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

Aufsatz für Straßenabläufe

Rahmen

Kanalisation

DIN 594

Maße in mm

Bezeichnung eines Rahmens
Größe 425×475 mm:
Rahmen 425×475 DIN 594

Größe a×b	d_1	d_2	o	p	q	r	s	t	v	w	Für Straßenablauf Durchmesser d_1	Gewicht des Rahmens kg
425 × 475	400	640	425	470	142	2080	9	9	400	450	400	54
475 × 485	450	700	475	520	158,5	2610	10	10	450	460	450	60
480 × 530	450	700	485	524	160	2570	10	12	450	500	450	65

Werkstoff: Gußeisen
Zusammenstellung und Stückliste des vollständigen Aufsatzes siehe DIN 593

Februar 1925

sein. Wenn die DIN-Markenbezeichnungen später allgemein bekannt sind, wird man die Bezeichnung für die Bestellung vereinfachen können.

Sitzungsberichte

Fachnormenausschuß für den Bergbau (Faberg)

Gruppe: Braunkohlenbergbau

Ausschuß für die Normung von Bagger-Ersatzteilen

Am 7. Januar d. J. fand in Halle a. Saale in den Räumen des Braunkohlen-Industrie-Vereins die erste Sitzung des Ausschusses für die Normung von Baggerersatzteilen statt unter dem Vorsitz von Herrn Direktor Weilandt.

Der Obmann wies einleitend auf die wirtschaftliche Bedeutung hin, die der Normung der Baggerersatzteile besonders für den Braunkohlenbergbau zukommt. Ein von ihm an die Bagger bauenden Firmen versandtes Rundschreiben mit der Aufforderung, sich an diesen Normungsarbeiten zu beteiligen, habe leider nicht überall die notwendige Bereitwilligkeit und das notwendige Verständnis gefunden. Erfreulicherweise sei jedoch diese Ablehnung nicht bei allen Firmen zu finden, sodaß es möglich sei, in Zusammenarbeit mit den Erzeugern die ersten Arbeiten in Angriff zu nehmen. Wenn auch der Widerstand einzelner Maschinenfabriken von deren Standpunkt aus in gewisser Hinsicht erklärlich sei, so sei dies aber in Anbetracht der für beide Teile zu erreichenden Ziele nicht berechtigt. Die Normung der dem Verschleiß am meisten ausgesetzten Ersatzteile müsse nicht nur den Betrieben, sondern auch den Maschinenfabriken letzten Endes Ersparnisse bringen, und es sei daher Pflicht, unter Umständen Selbsterhaltungstrieb, daß die Maschinenfabriken den berechtigten Wünschen des Braunkohlenbergbaues Rechnung tragen und bemüht sind, die beabsichtigte Normung gemeinsam durchzuführen. Die etwa hierbei zu bringenden Opfer würden sich später bezahlt machen.

Nach einem Hinweis auf die Verwilderung, die allein schon in der Bezeichnung der Baggertypen der einzelnen Firmen bestehe, werden von dem Obmann folgende Gesichtspunkte als leitend für die Aussprache aufgestellt:

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

Aufsatz für Straßenabläufe

Rost mit Längsstäben

Kanalisation

DIN 595

Maße in mm

Bei den Rostgrößen 420×470 und 470×480 fällt die Querrippe fort

Bezeichnung eines Rostes L Größe 475×525 mm:
Rost L 475×525 DIN 595

Größe e×f	d	g	n	o	p	q	r	s	t	u	v	Für Rahmen	Für Straßenablauf Durchmesser	Gewicht des Rostes kg
420×470	250	—	75	34	402	140	2080	32	18	32	34	425×475	400	67
470×480	300	—	70	35	410	156	2570	30	22	32	34	475×485	450	76
475×525	300	85	65	33	216	158,5	2610	30	22	33	33,5	480×530	450	80

Werkstoff: Gußeisen
Zusammenstellung und Stückliste des vollständigen Aufsatzes siehe DIN 593

Februar 1925

Einspruchsfrist 1. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

1. Vereinfachung und Vereinheitlichung der verschiedenen Typenbezeichnungen.
2. Welche Ersatzteile sind der Normung am dringendsten bedürftig?
3. Arbeitsverteilung innerhalb des Ausschusses.

Zu 1. Vereinfachung und Vereinheitlichung der verschiedenen Typenbezeichnungen: wird zunächst klargestellt, daß es sich nicht um eine Typisierung der einzelnen Bagger handele, durch die eine Behinderung der fortschrittlichen Entwicklung eintreten könnte, sondern lediglich darum, Einheitlichkeit in der Bezeichnung der verschiedenen Typen auf sinngemäßer Grundlage zu schaffen. Auch seitens des Vertreters des Normenausschusses der Deutschen Industrie wird darauf hingewiesen, daß die Arbeiten nur dann die Zustimmung des Vorstandes des Normenausschusses finden würden, wenn sie sich auf Normungsarbeiten und nicht auf die Typung des Erzeugnisses erstrecken würden. Er unterstreicht nochmals streng den Unterschied zwischen Normung und Typung und hält die Durchführung einer einheitlichen Bezeichnung der Typen für dringend geboten. Die Vertreter der Bagger bauenden Firmen gaben zu, daß es wünschenswert und möglich ist, mit den vielen Typenbezeichnungen aufzuräumen, und zwar ohne Schwierigkeit bei den neuen Baggern, mit gewissen Schwierigkeiten jedoch bei den alten. Wenn jedoch die Braunkohlenwerke die einmal festgelegten Typenbezeichnungen ein für allemal verwenden, so glauben sie auch dieser Schwierigkeit Herr werden zu können. Die Erfüllung dieser Bedingung glaubt der Ausschuß zusagen zu können.

Das Ergebnis der weiteren Aussprache ist folgende Typenbezeichnung für die einzelnen Eimerkettenbagger:

1. Seitenschütter

$$S\frac{J}{x}y$$

$$S\frac{J}{x-x_1}y$$

S-Bagger werden gebaut mit Eimern
$J = 100$, 150 u. 200 Liter

In den Bezeichnungen bedeuten:
x = Baggertiefe ohne Planierstück
x_1 = Baggertiefe bei Strecklage des Planierstückes
y = Abtraghöhe bei Hochbaggerung; alles senkrecht gemessen
J = theoretischer Eimerinhalt in Litern

2. Einportalbagger:

$$E\frac{J}{x}y \qquad E\frac{J}{x-x_1}y$$

$J = 100$, 200, 300, 400, 500 u. 600 Liter

3. Doppelportalbagger:

$$D\frac{J}{x}y \qquad D\frac{J}{x-x_1}y$$

$J = 300$, 400, 500 und 600 Liter

4. Schwenkbagger:

$$E_s\frac{J}{x}y \qquad E_s\frac{J}{x-x_1}y$$

$J = 200$, 250 und 300 Liter

5. Raupenbagger:

$$R\frac{J}{x}y \qquad R\frac{J}{x-x_1}y$$

$J = 50$, 75 u. 100 Liter

Der Ausschuß beschließt, durch die Geschäftsführung des Braunkohlen-Industrie-Vereins den Mitglieds-Werken dringend empfehlen zu lassen, nur noch nach diesen Richtlinien Anfragen und Bestellungen vorzunehmen und von Spezialwünschen, die sich meist auf geringfügige Abweichungen erstrecken, Abstand zu nehmen, da dadurch die beabsichtigte Vereinheitlichung verhindert und dem Ausschuß die weitere Arbeit erheblich erschwert würde. Auch die Eimerkettenbagger bauenden Firmen sollen von den Beschlüssen in Kenntnis gesetzt werden.

Es wird weiter beschlossen, die Löffelbagger bauenden Firmen aufzufordern, Vorschläge für die einheitliche Bezeichnung der Löffelbaggertypen zu machen.

Zu 2. Welche Ersatzteile sind der Normung am dringendsten bedürftig?

Der Ausschuß ist einmütig der Ansicht, daß die von den Gruppenführern am 15. Oktober v. J. aufgeführten Ersatzteile genormt werden

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

Aufsatz für Straßenabläufe

Rost mit Querstäben

Kanalisation

DIN 596

Einspruchsfrist 1. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Maße in mm

Bezeichnung eines Rostes
Q Größe 420 × 470 mm
Rost Q 420 × 470 DIN 596

Größe e × f	d	g	n	o	p	q	r	u	v	Für Rahmen	Für Straßenablauf Durchmesser	Gewicht des Rostes kg
420 × 470	250	—	65	34	352	149,5	2080	32,5	33,75	425 × 475	400	51
470 × 480	300	—	70	35	400	156	2610	34	35	475 × 485	450	60
475 × 525	300	85	72	33	409	157,5	2570	30	32,5	480 × 530	450	67

Werkstoff: Gußeisen
Zusammenstellung und Stückliste des vollständigen Aufsatzes siehe DIN 593

Februar 1925

können, und zwar zunächst Schaken, Bolzen, Buchsen, Splinte, Polygonecken, Leitrollen, Spurweiten und Radsätze. Zwar sei die Normung von Eimern etwas schwieriger, aber auch hier könnte ein Ausweg gefunden werden, indem man für Messer zwei Typen und für Eimer zwei Querschnitte vorsehe. Auch für die Spurweite kommen zwei Normen, und zwar für Großraumwagen und für gewöhnliche Förderwagen, in Frage. Da jedoch die Normung von Schaken, Bolzen, Buchsen, Splinten usw. abhängig ist von der Vereinheitlichung der Eimerkette, muß zuvor anhand der Eimergröße eine Normung der Eimerteilung vorgenommen, d. h. die Kettenteilung für jede Eimergröße festgelegt werden. Daneben kann schon jetzt die Normung der Eimer, die sich auf Blechstärke und Querschnitt erstrecken muß, und die Normung der Spurweiten vorgenommen werden.

Zu 3. Arbeitsverteilung innerhalb des Ausschusses.

Die Anregung des Vorsitzenden, die einzelnen Arbeiten auf die Ausschußmitglieder zu verteilen dergestalt, daß etwa zwei Herren einen Gegenstand bearbeiten, findet Zustimmung.

Die Arbeiten sollen im Einvernehmen mit den Firmen, soweit sie zur Mitarbeit bereit sind, durchgeführt werden.

Als Termin für die nächste Sitzung wird Anfang oder Mitte März in Aussicht genommen.

Ausschuß für die Normung von elektrischen Grubenbahnen

Am 21. Januar d. J. fand in Berlin im Braunkohlenhaus, Bunsenstr. 2 die erste Sitzung des Ausschusses für die Normung von elektrischen Grubenbahnen unter dem Vorsitz von Herrn Direktor Klitzing statt. Der Obmann wies darauf hin, daß es vorläufig nicht beabsichtigt sei, die elektrischen Untertage-Bahnen mit in den Bereich dieser Arbeiten einzubeziehen, zumal ein besonderer Ausschuß zusammen mit dem Steinkohlenbergbau und der Bergwerkskommission des VDE diese Arbeiten bereits 1921 in Angriff genommen habe. Der Zweck der heutigen Sitzung sei der, zunächst einmal die Arbeitsprogramme aufzustellen.

Auf ein von ihm an die Mitglieder des Arbeitsausschusses und die Firmen gerichtetes Rundschreiben sind zahlreiche Vorschläge eingegangen, von denen er die von Herrn Iversen gemachten als Grundlage zu wählen anrege. Herr Iversen schlägt vor, die Arbeiten wie folgt zu unterteilen:

1. mechanischer Teil,
2. elektrischer Teil,
3. Streckenausrüstung,
4. Allgemeines,

wobei er von dem Grundsatz ausgegangen ist, eine Anlehnung an die Normen der Reichsbahn anzustreben, um hierdurch die schon in jahrzehntelangem Betrieb gemachten Erfahrungen sich zunutze zu machen.

Die Unterteilung wird angenommen und folgende Arbeitsgebiete abgegrenzt:

Erstes Arbeitsgebiet:
Radsätze, Achslager, Zug- und Stoßvorrichtung, Oberwagenfederung, Lagerung und Umgrenzungsprofil.

Zweites Arbeitsgebiet:
Druckluftanlagen, Bremsen, Sandstreuer, Zahnradgetriebe.

Drittes Arbeitsgebiet:
Motore, Stromabnehmer, Beleuchtung, Installation, Heizkörper.

Viertes Arbeitsgebiet:
Fahrdrähte, Masten, Streckenschalter, Blitzableiter, Drahtklemmen, Isolatoren, Abspannungsmaterial und Schienenverbindungen.

Die Arbeiten werden im Einvernehmen mit der Normenstelle des Zentralverbandes der deutschen elektrotechnischen Industrie durchgeführt und auch der Normenausschuß der Deutschen Industrie (NDI) wird über ihren Stand laufend unterrichtet.

Der Ausschuß ist einmütig der Ansicht, daß die Normung nicht zu weit getrieben werden darf. Es soll sich nicht um eine Typisierung, die die fortschrittliche Entwicklung der Abraumlokomotive unterbinden würde, handeln, sondern nur um die Normung von einzelnen Teilen. In wieweit sich dies bei den oben angeführten Gegenständen durchführen läßt, muß die Weiterarbeit zeigen.

Die vier Gruppen treten am 9. Februar in Berlin zusammen.

Die Zusammenkunft des Gesamtausschusses wird für Mitte März in Aussicht genommen.

// DIE BAUNORMUNG
Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang — 10. März 1925 — Nr. 3

INHALT:

Erläuterungen zu den Normblattentwürfen

Lastenaufzüge mit und ohne Führer

DIN E 1361 Fahrkorbgrößen
DIN E 1362 Laststufen mit zugehörigen Fahrkorbgrößen
DIN E 1363 B 1—5: Schachtmaße, Korbgrößen und Maschinenraumanordnung für 100 bis 500 kg Tragkraft
DIN E 1364 Bl 1: Schachtmaße und Korbgrößen für über 500 bis 1000 kg Tragkraft
DIN E 1365 Bl 1: Schachtmaße und Korbgrößen für über 1000 bis 2000 kg Tragkraft

Um eine wirtschaftliche Fertigung von Aufzugsbestandteilen möglich zu machen und hierdurch die Gestehungskosten auf das erreichbare Mindestmaß herabsetzen zu können, schritt die im Verband der Aufzugsfabrikanten zusammengeschlossene Industrie zur Normung.

Dem Architekten bietet die Normung des baulichen Teiles, der Laststufung und der Fahrkorbabmessungen den großen Vorteil, daß er bei seinen Entwürfen Anhaltspunkte hat, nach denen er sich richten kann. Immer wieder ist festzustellen, daß der Architekt große Enttäuschungen erlebt, wenn er dem Aufzugshersteller die vorhandenen Schachtabmessungen mitteilt und dann erfahren muß, daß die Fahrkorbbodengröße, mit der er bei dem Grundrißentwurf seines Bauwerkes rechnete, häufig recht beträchtlich hinter den gewollten oder benötigten Maßen zurückbleiben. Wo für bestimmte Lasten genau festgelegte Fahrkorbabmessungen vorgeschrieben sind, machen sich zeitraubende Anfragen bei Aufzugsherstellern über die zugehörigen Schachtmaße erforderlich und es werden unter Umständen Bindungen eingegangen in bezug auf Wahl der Lieferfirma, die sich später störend bemerkbar machen. Einsichtnahme in die Normenblätter und Berücksichtigung der darin enthaltenen Angaben dürften aber diesen Mißständen abhelfen.

Ist der Architekt nun durch die Normung über alles, was bei gegebenen Verhältnissen praktisch erreichbar ist, gut unterrichtet, sind auch für den Aufzugshersteller meist die Schwierigkeiten überwunden, die häufig in der Zurverfügungstellung unzweckmäßiger Raumverhältnisse liegen. Die Ausführung des mechanischen Teiles des Aufzuges leidet nicht unter Platzmangel im Schacht und Maschinenraum, was gerade beim Aufzugsbau im Interesse gewissenhafter Ausführung aller Sicherheitsvorrichtungen von allergrößter Wichtigkeit ist.

Als Grundlage einer ins Einzelne gehenden Aufzugsnormung ist zuerst die Normung der Fahrschächte, Maschinenräume usw. erforderlich, auf die sich die Normung des mechanischen Teiles notgedrungen aufzubauen hat. Ehe nun zur Normung des vorstehend genannten baulichen Teiles der Aufzüge geschritten werden konnte, mußten die Tragkraftstufen, d. h. die Laststufung, festgelegt und die für diese in Frage kommenden Fahrkorbabmessungen bestimmt werden. DIN 1361 zeigt die Aufteilung eines Quadrates von 3 × 3 m, aus der sich folgerichtig die Grundrißabmessungen der einzelnen Fahrkorb-

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer
Fahrkorbgrößen

Aufzüge

DIN E 1361 Entwurf 1

Maße in mm
Fahrkorbgrößen

Tiefkörbe	Breitkörbe	Quadratkörbe
1100 × 1500	1500 × 1100	1100 × 1100
1100 × 1900	1900 × 1100	1300 × 1300
1300 × 1700	1700 × 1300	1500 × 1500
1300 × 2100	2100 × 1300	1700 × 1700
1500 × 1900	1900 × 1500	1900 × 1900
1500 × 2400	2400 × 1500	2100 × 2100
1700 × 2100	2100 × 1700	2400 × 2400
1700 × 2700	2700 × 1700	2700 × 2700
1900 × 2400	2400 × 1900	3000 × 3000
1900 × 3000	3000 × 1900	
2100 × 2700	2700 × 2100	
2400 × 3000	3000 × 2400	

Die angegebenen Maße sind Lichtmaße
Lichtmaße sind die wirklich zur Verfügung stehenden Nutzmaße
Laststufen mit Normalfahrkorbgrößen siehe DIN 1362

März 1925 Verband der Aufzugsfabrikanten

Einspruchsfrist 15. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer

Laststufen mit zugehörigen Fahrkorbgrößen

Aufzüge

DIN E 1362 Entwurf 1

Einspruchsfrist 15. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

mm

Tragkräfte kg	Tiefkorb		Breitkorb		Quadratkorb	
	Größe	Kurzzeichen	Größe	Kurzzeichen	Größe	Kurzzeichen
über 100 bis 500	1100 × 1500	11/15 T 05	1500 × 1100	15/11 B 05	1100 × 1100	11/11 Q 05
	1100 × 1900	11/19 T 05	1900 × 1100	19/11 B 05	1300 × 1300	13/13 Q 05
	1300 × 1700	13/17 T 05	1700 × 1300	17/13 B 05	1500 × 1500	15/15 Q 05
	1300 × 2100	13/21 T 05	2100 × 1300	21/13 B 05	1700 × 1700	17/17 Q 05
	1500 × 1900	15/19 T 05	1900 × 1500	19/15 B 05		
über 500 bis 1000	1100 × 1900	21/19 T 1	1900 × 1100	19/11 B 1	1500 × 1500	15/15 Q 1
	1300 × 1700	13/17 T 1	1700 × 1300	17/13 B 1	1700 × 1700	17/17 Q 1
	1300 × 2100	12/21 T 1	2100 × 1300	21/13 B 1	1900 × 1900	19/19 Q 1
	1500 × 1900	15/19 T 1	1900 × 1500	19/15 B 1	2100 × 2100	21/21 Q 1
	1500 × 2400	15/24 T 1	2400 × 1500	24/15 B 1	2400 × 2400	24/24 Q 1
	1700 × 2100	17/21 T 1	2100 × 1700	21/17 B 1		
	1700 × 2700	17/27 T 1	2700 × 1700	27/17 B 1		
	1900 × 2400	19/24 T 1	2400 × 1900	24/19 B 1		
	1900 × 3000	19/30 T 1	3000 × 1900	30/19 B 1		
	2100 × 2700	21/27 T 1	2700 × 2100	27/21 B 1		
über 1000 bis 2000	1100 × 1900	11/19 T 2	1900 × 1100	19/11 B 2	1500 × 1500	15/15 Q 2
	1300 × 1700	13/17 T 2	1700 × 1300	17/13 B 2	1700 × 1700	17/17 Q 2
	1300 × 2100	13/21 T 2	2100 × 1300	21/13 B 2	1900 × 1900	19/19 Q 2
	1500 × 1900	15/19 T 2	1900 × 1500	19/15 B 2	2100 × 2100	21/21 Q 2
	1500 × 2400	15/24 T 2	2400 × 1500	24/15 B 2	2400 × 2400	24/24 Q 2
	1700 × 2100	17/21 T 2	2100 × 1700	21/17 B 2	2700 × 2700	27/27 Q 2
	1700 × 2700	17/27 T 2	2700 × 1700	27/17 B 2	3000 × 3000	30/30 Q 2
	1900 × 2400	19/24 T 2	2400 × 1900	24/19 B 2		
	1900 × 3000	19/30 T 2	3000 × 1900	30/19 B 2		
	2100 × 2700	21/27 T 2	2700 × 2100	27/21 B 2		
	2400 × 3000	24/30 T 2	3000 × 2400	30/24 B 2		
über 2000 bis 3000	1500 × 2400	15/24 T 3	2400 × 1500	24/15 B 3	1900 × 1900	19/19 Q 3
	1700 × 2100	17/21 T 3	2100 × 1700	21/17 B 3	2100 × 2100	21/21 Q 3
	1700 × 2700	17/27 T 3	2700 × 1700	27/17 B 3	2400 × 2400	24/24 Q 3
	1900 × 2400	19/24 T 3	2400 × 1900	24/19 B 3	2700 × 2700	27/27 Q 3
	1900 × 3000	19/30 T 3	3000 × 1900	30/19 B 3	3000 × 3000	30/30 Q 3
	2100 × 2700	21/27 T 3	2700 × 2100	27/21 B 3		
	2400 × 3000	24/30 T 3	3000 × 2400	30/24 B 3		
über 3000 bis 4000	1500 × 2400	15/24 T 4	2400 × 1500	24/15 B 4	1900 × 1900	19/19 Q 4
	1700 × 2100	17/21 T 4	2100 × 1700	21/17 B 4	2100 × 2100	21/21 Q 4
	1700 × 2700	17/27 T 4	2700 × 1700	27/17 B 4	2400 × 2400	24/24 Q 4
	1900 × 2400	19/24 T 4	2400 × 1900	24/19 B 4	2700 × 2700	27/27 Q 4
	1900 × 3000	19/30 T 4	3000 × 1900	30/19 B 4	3000 × 3000	30/30 Q 4
	2100 × 2700	21/27 T 4	2700 × 2100	27/21 B 4		
	2400 × 3000	24/30 T 4	3000 × 2400	30/24 B 4		
über 4000 bis 5000	1700 × 2700	17/27 T 5	2700 × 1700	27/17 B 5	2100 × 2100	21/21 Q 5
	1900 × 2400	19/24 T 5	2400 × 1900	24/19 B 5	2400 × 2400	24/24 Q 5
	1900 × 3000	19/30 T 5	3000 × 1900	30/19 B 5	2700 × 2700	27/27 Q 5
	2100 × 2700	21/27 T 5	2700 × 2100	27/21 B 5	3000 × 3000	30/30 Q 5
	2400 × 3000	24/30 T 5	3000 × 2400	30/24 B 5		

Ausnahmsweise ist jede Korbgröße für jede Tragkraft erhältlich

März 1925 Verband der Aufzugsfabrikanten

formen und Größen unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Fertigung ergeben. DIN 1362 zeigt die Laststufung und die für jede Tragkraft bestimmten Baugrößen der Fahrkörbe. Diese beiden Blätter enthalten also die Grundnormen, auf die die Angaben der folgenden Blätter zurückgreifen. DIN 1363 Blatt 1 bis 5 enthält alle für die Tragkraftstufe über 100 bis 500 kg erforderlichen Einzelheiten, die vom Architekten bei seinen Entwürfen oder Ausführungen, falls ein Aufzug innerhalb dieser Tragkraft in Frage kommt, zu berücksichtigen wären.

Die Veröffentlichung zwecks Begutachtung der Blätter mit den Schachtaufrissen wie DIN 1363, Bl 2—5 für die weiteren Tragkraftstufen erübrigt sich, da sie in ihren bildlichen Darstellungen bis auf die sinngemäße Änderung der Schachtabmessungen nichts Neues bringen würden. Erforderlich ist aber die Bekanntgabe der Grundrißblätter DIN 1364, Bl 1 u. 1365, Bl 1 für die Tragkraftstufen über 500 bis 1000 u. über 1000 bis 2000 kg, entsprechend DIN 1363, Bl 1, da diese alle Maße für die in Frage kommenden Schachtquerschnitte der Laststufung bringen. Normblätter für die größeren Tragkraftstufen sollen vorerst nicht aufgestellt werden. Die Normung von Personenaufzügen soll von Grund auf in gleicher Weise wie für Lastenaufzüge mit und ohne Führer gesondert behandelt werden.

Zimmermann.

Geänderte Normblätter

Die auf dem Normblatt DIN 540 als Fußnote gemachte Angabe: „Für alle Formen ist der Krümmungshalbmesser der Mittellinie 2 D" trifft nur für 90° Krümmer zu. Das Blatt ist demgemäß durch Eintragung des richtigen Radius ergänzt. Dasselbe ist für den Übergangskrümmer auf DIN 541 erfolgt.

Außerdem ist die Neigungswinkelbezeichnung geändert. Statt der Winkelangabe $\overline{\lessgtr}$ 90° ist die in der Praxis übliche $\overline{\gtrless}$ 90° eingeführt.

NDI.

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer

Fahrkorbgrößen, Schachtmaße und Maschinenraumanordnung
Tragkraft 100 bis 500 kg

Aufzüge

DIN
E 1363 Bl 1
Entwurf 1

Maße in mm

Schächte[1])

Gegengewicht rechts (wie gezeichnet)
Gegengewicht links (Spiegelbild)

Gegengewicht hinten

Korb KB (Lichtmaße)	Korb KT (Lichtmaße)	Kurzzeichen[2])	Schacht Gegengewicht rechts oder links SB (Lichtmaße)	ST (Lichtmaße)	Kurzzeichen[2])		Schacht Gegengewicht hinten SB (Lichtmaße)	ST (Lichtmaße)	Kurzzeichen[2])	Kurzzeichen[2]) für Gesamtanlage
1100	1100	11/11 Q 05	1600	1250	16/12,5 S r	16/12,5 S l	1500	1400	15/14 S h	A 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1500	11/15 T 05		1650	16/16,5 S r	16/16,5 S l		1800	15/18 S h	B 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1900	11/19 T 05		2050	16/20,5 S r	16/20,5 S l		2200	15/22 S h	C 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1300	1300	13/13 Q 05	1800	1450	18/14,5 S r	18/14,5 S l	1700	1600	17/16 S h	D 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1700	13/17 T 05		1850	18/18,5 S r	18/18,5 S l		2000	17/20 S h	E 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2100	13/21 T 05		2250	18/22,5 S r	18/22,5 S l		2400	17/24 S h	F 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1500	1100	15/15 B 05	2000	1250	20/12,5 S r	20/12,5 S l	1900	1400	19/14 S h	G 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1500	15/15 Q 05		1650	20/16,5 S r	20/16,5 S l		1800	19/18 S h	H 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1900	15/19 T 05		2050	20/20,5 S r	20/20,5 S l		2200	19/22 S h	I 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1700	1300	17/13 B 05	2200	1450	22/14,5 S r	22/14,5 S l	2100	1600	21/16 S h	K 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1700	17/17 Q 05		1850	22/18,5 S r	22/18,5 S l		2000	21/20 S h	L 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1900	1100	19/11 B 05	2400	1250	24/12,5 S r	24/12,5 S l	2300	1400	23/14 S h	M 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1500	19/15 B 05		1650	24/16,5 S r	24/16,5 S l		1800	23/18 S h	N 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
2100	1300	21/13 B 05	2600	1450	26/14,5 S r	26/14,5 S l	2500	1600	25/16 S h	O 05 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)

[1]) Bei Anwendung von Rabitzschächten mit durchgehender Rabitzwand ist der Deckendurchbruch um die Rabitzwanddicke zu vergrößern.

[2]) Die Kurzzeichen bedeuten:

11/11	Korbmaße in dm (11×11 dm)
16/12,5 15/14	Schachtmaße in dm (16×12,5 dm bezw. 15×14 dm)
T, B, Q, S	T = Tiefkorb, B = Breitkorb, Q = Quadratkorb, S = Schacht
05	Tonnen Größttragkraft (0,5 t)
r, l, h	r = Gegengewicht rechts, l = Gegengewicht links, h = Gegengewicht hinten
Mr	Maschinenraum rechts vom Schacht (siehe DIN 1363 Bl. 2 und 3)
Ml	Maschinenraum links vom Schacht (siehe DIN 1363 Bl. 2 und 3)
Mo	Maschinenraum oben, über Schacht (siehe DIN 1363 Bl. 4 und 5)

März 1925

Verband der Aufzugsfabrikanten

Einspruchsfrist 15. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer

Maschinenraum neben Schacht mit Gegengewicht rechts oder links
Tragkraft 100 bis 500 kg

Aufzüge

DIN E 1363 Bl 2 Entwurf 1

Maße in mm

Gesamtanlage

Leitrollen-Raum

Verschließbarer Zugang

1800 Kleinstmaß

3800 Konstruktionshöhe

2000 od. 2200

2150 od. 2350

Förderhöhe nach Gebäude

Maschinen-Raum

mind. 2000

Verschließbarer Zugang

1250 Grube

Lage des Maschinenraums rechts vom Schacht Gegengewicht links

Tief-Breit oder Quadrat-Korb

Maschinenraum

2400

2300

rechts vom Schacht Gegengewicht rechts

links vom Schacht Gegengewicht links

links vom Schacht Gegengewicht rechts

Einspruchsfrist 15. April 1925
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Bezeichnung eines Lastenaufzuges mit Korb 1100 × 1100 mm für einen Schacht 1600 × 1250 mm, Gegengewicht rechts und Maschinenraum rechts neben Schacht:
Lastenaufzug A 05 r Mr DIN 1363

Der Maschinenraum muß hell, trocken, frostfrei und dauernd entlüftet, der Leitrollenraum hell, trocken, lüftbar und leicht zugänglich sein.

Sämtliche Schachtwände innen glatt und genau lot- und winkelrecht

Schachtmaße und Korbgrößen siehe DIN 1363 Bl 1

März 1925 Verband der Aufzugsfabrikanten

Normung im Ausland

Amerika

Normen für Betonpflaster

Der Normenausschuß der American Society for Municipal Improvements hat auf einer kürzlich in Boston abgehaltenen Versammlung nachstehende Normen für Betonpflaster vorgeschlagen: Feinzuschlag: 95 % Gewichtsteile des Feinzuschlages sollen in trockenem Zustande durch ein 1/4-Zoll-Maschensieb gehen, nicht mehr als 25 % durch ein 50-Maschensieb und nicht mehr als 5 % Gewichtsteile durch ein 100-Maschensieb. Feinzuschlag mit mehr als 3 % seines Trockengewichts an Ton, Lehm oder Schlamm darf in keinem Fall Verwendung finden. Grobzuschlag: Der Grobzuschlag soll gleichmäßig innerhalb folgender Grenzen abgestuft sein. 100 % sollen durch runde Maschen von 3 Zoll (1 Zoll = 2,54 cm) gehen, mindestens 82 % und höchstens 95 % durch runde Maschen von 2 Zoll, mindestens 10 % und höchstens 25 % durch runde Maschen von 1/2 Zoll, höchstens 5 % durch 1/4 - Zoll - Maschen. In keinem Fall darf das Mischungsverhältnis geringer sein als 1 Raumteil Zement auf 2 Raumteile Feinzuschlag und 4 Raumteile Grobzuschlag.

gr.

Normung von Betonsteinen

Die Organisationen der Betonstein- und Betonstein-Maschinen-Industrie Amerikas verhandeln zusammen mit dem Handelsministerium über die Normung der verschiedenen Betonsteinarten. Folgende Vorschläge sind zunächst für die Größennormung gemacht worden: Betonblöcke: Höhe 19,25 cm, Länge 39,25 cm, Breite 15, 20, 25 oder 30 cm; Beton-Bauplatten: Höhe 12½ cm, Länge 30 cm, Breite 9 1/3 cm, 20 und 30 cm; Betonsteine: Höhe 5 5/8 cm, Länge für glatte und rauhe Steine 20 cm, Breite für glatte 9 11/16 cm und für rauhe 9 3/8 cm. (Brick and Clay Record, Nr. 9, Oktober 1924.)

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer

Maschinenraum über Schacht mit Gegengewicht rechts oder links

Tragkraft 100 bis 500 kg

Aufzüge

DIN E 1363 Bl 4 Entwurf 1

Maße in mm

Gesamtanlage

Lage des Maschinenraums oben, über Schacht

Gegengewicht links

Gegengewicht rechts

Einspruchsfrist 15. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Bezeichnung eines Lastenaufzuges mit Korb 1500 × 1100 mm für einen Schacht 2000 × 1250 mm, Gegengewicht rechts und Maschinenraum oben, über Schacht:
Lastenaufzug G 05 r Mo DIN 1363

Der Maschinenraum muß hell, trocken, frostfrei und dauernd entlüftet sein.
Sämtliche Schachtwände innen glatt und genau lot- und winkelrecht
Schallisolierung für Fundamente ist bei Bestellung besonders zu vereinbaren.
Schachtmaße und Korbgrößen siehe DIN 1363 Bl 1

März 1925 Verband der Aufzugsfabrikanten

Einspruchsfrist 15. April 1925.

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer

Maschinenraum n e b e n Schacht mit Gegengewicht h i n t e n

Tragkraft 100 bis 500 kg

Aufzüge

DIN E 1363 Bl 3 Entwurf 1

Maße in mm

Gesamtanlage

Leitrollen-Raum
Maschinen-Raum
mind. 2000
Verschließbarer Zugang
1800 Kleinstmaß
3800 Konstruktionshöhe
2000 od 2200
2150 od 2350
Förderhöhe nach Gebäude
1250 Grube

Lage des Maschinenraums

rechts vom Schacht Gegengewicht hinten

links vom Schacht Gegengewicht hinten

Tief-Breit oder Quadrat-Korb
Maschinenraum
2400
2300

Bezeichnung eines Lastenaufzuges mit Korb 1300 × 1700 mm für einen Schacht 1700 × 2000 mm Gegengewicht hinten und Maschinenraum links neben Schacht:

Lastenaufzug D 05 h Ml DIN 1363

Der Maschinenraum muß hell, trocken, frostfrei und dauernd entlüftet, der Leitrollenraum hell, trocken, lüftbar und leicht zugänglich sein.

Sämtliche Schachtwände innen glatt und genau lot- und winkelrecht

Schachtmaße und Korbgrößen siehe DIN 1363 Bl. 1

März 1925 Verband der Aufzugsfabrikanten

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer

Maschinenraum ü b e r Schacht mit Gegengewicht h i n t e n

Traglast 100 bis 500 kg

Aufzüge

DIN E 1363 Bl 5 Entwurf 1

Maße in mm

Gesamtanlage

Maschinen-Raum
Verschließbarer Zugang
1800 Kleinstmaß
600
ca. 100
3800 Konstruktionshöhe
2000 od 2200
2150 od 2350
Förderhöhe nach Gebäude
1250 Grube

Lage des Maschinenraums

oben, über Schacht Gegengewicht hinten

Maschinenraum
2400
2300
Tief-Breit oder Quadrat-Korb

Bezeichnung eines Lastenaufzuges mit Korb 1500 × 1500 mm für einen Schacht 1900 × 1800 mm Gegengewicht hinten und Maschinenraum oben, über Schacht:

Lastenaufzug H 05 h Mo DIN 1363

Der Maschinenraum muß hell, trocken, frostfrei und dauernd entlüftet sein.

Sämtliche Schachtwände innen glatt und genau lot- und winkelrecht

Schallisolierung für Fundamente ist bei Bestellung besonders zu vereinbaren.

Schachtmaße und Korbgrößen siehe DIN 1363 Bl. 1

März 1925 Verband der Aufzugsfabrikanken

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer

Fahrkorbgrößen, Schachtmaße und Maschinenraumanordnung
Tragkraft über 500 bis 1000 kg

Aufzüge

DIN
E 1364 Bl 1
Entwurf 1

Maße in mm

Schächte[1])

Gegengewicht rechts (wie gezeichnet)
Gegengewicht links (Spiegelbild)

Gegengewicht hinten

Korb			Schacht Gegengewicht rechts oder links				Schacht Gegengewicht hinten			Kurzzeichen[2]) für Gesamtanlage
KB	KT	Kurzzeichen[2])	SB	ST	Kurzzeichen[2])		SB	ST	Kurzzeichen[2])	
Lichtmaße			Lichtmaße				Lichtmaße			
1100	1900	11/19 T 1	1670	2050	16,7/20,5 S r	16,7/20,5 S l	1540	2250	15,4/22,5 S h	A 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1300	1700	13/17 T 1	1870	1850	18,7/18,5 S r	18,7/18,5 S l	1740	2050	17,4/20,5 S h	B 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2100	13/21 T 1		2250	18,7/22,5 S r	18,7/22,5 S l		2450	17,4/24,5 S h	C 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1500	1500	15/15 Q 1	2070	1650	20,7/16,5 S r	20,7/16,5 S l	1940	1850	19,4/18,5 S h	D 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1900	15/19 T 1		2050	20,7/20,5 S r	20,7/20,5 S l		2250	19,4/22,5 S h	E 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2400	15/24 T 1		2550	20,7/25,5 S r	20,7/25,5 S l		2750	19,4/27,5 S h	F 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1700	1300	17/13 B 1	2270	1450	22,7/14,5 S r	22,7/14,5 S l	2140	1650	21,4/16,5 S h	G 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1700	17/17 Q 1		1850	22,7/18,5 S r	22,7/18,5 S l		2050	21,4/20,5 S h	H 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2100	17/21 T 1		2250	22,7/22,5 S r	22,7/22,5 S l		2450	21,4/24,5 S h	I 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2700	17/27 T 1		2850	22,7/28,5 S r	22,7/28,5 S l		3050	21,4/30,5 S h	K 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1900	1100	19/11 B 1	2470	1250	24,7/12,5 S r	24,7/12,5 S l	2340	1450	23,4/14,5 S h	L 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1500	19/15 B 1		1650	24,7/16,5 S r	24,7/16,5 S l		1850	23,4/18,5 S h	M 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1900	19/19 Q 1		2050	24,7/20,5 S r	24,7/20,5 S l		2250	23,4/22,5 S h	N 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2400	19/24 T 1		2550	24,7/25,5 S r	24,7/25,5 S l		2750	23,4/27,5 S h	O 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	3000	19/30 T 1		3150	24,7/31,5 S r	24,7/31,5 S l		3350	23,4/33,5 S h	P 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
2100	1300	21/13 B 1	2670	1450	26,7/14,5 S r	26,7/14,5 S l	2540	1650	25,4/16,5 S h	Q 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1700	21/17 B 1		1850	26,7/18,5 S r	26,7/18,5 S l		2050	25,4/20,5 S h	R 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2100	21/21 Q 1		2250	26,7/22,5 S r	26,7/22,5 S l		2450	25,4/24,5 S h	S 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2700	21/27 T 1		2850	26,7/28,5 S r	26,7/28,5 S l		3050	25,4/30,5 S h	T 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
2400	1500	24/15 B 1	2970	1650	29,7/16,5 S r	29,7/16,5 S l	2840	1850	28,4/18,5 S h	U 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1900	24/19 B 1		2050	29,7/20,5 S r	29,7/20,5 S l		2250	28,4/22,5 S h	V 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2400	24/24 Q 1		2550	29,7/25,5 S r	29,7/25,5 S l		2750	28,4/27,5 S h	W 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
2700	1700	27/17 B 1	3270	1850	32,7/18,5 S r	32,7/18,5 S l	3140	2050	31,4/20,5 S h	X 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2100	27/21 B 1		2250	32,7/22,5 S r	32,7/22,5 S l		2450	31,4/24,5 S h	Y 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
3000	1900	30/19 B 1	3570	050	35,7/20,5 S r	35,7/20,5 S l	3440	2250	34,4/22,5 S h	Z 1 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)

[1]) Bei Anwendung von Rabitzschächten mit durchgehender Rabitzwand ist der Deckendurchbruch um die Rabitzwanddicke zu vergrößern.
[2]) Erläuterung der Kurzzeichen siehe DIN E 1363 Bl. 1

März 1925 — Verband der Aufzugsfabrikanten

Einspruchsfrist 15. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Die zugehörigen Blätter 2 bis 5 über Lage des Maschinenraumes und des Gegengewichtes sind sinngemäß wie die für 500 kg Tragkraft (DIN E 1363) ausgearbeitet.

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer

Fahrkorbgrößen, Schachtmaße und Maschinenraumanordnung
Tragkraft 1000 bis 2000 kg

Aufzüge

DIN E 1365 Bl 1 Entwurf 1

Maße in mm

Schächte[1])

Gegengewicht rechts (wie gezeichnet) Gegengewicht links (Spiegelbild)

Gegengewicht hinten

Korb			Schacht Gegengewicht rechts oder links				Schacht Gegengewicht hinten			Kurzzeichen[2]) für Gesamtanlage
KB (Lichtmaße)	KT (Lichtmaße)	Kurzzeichen[2])	SB (Lichtmaße)	ST (Lichtmaße)	Kurzzeichen[2])		SB (Lichtmaße)	ST (Lichtmaße)	Kurzzeichen[2])	
1100	1900	11/19 T 2	1750	2050	17,5/20,5 S r	17,5/20,5 S l	1600	2250	16/22,5 S h	A 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1300	1700	13/17 T 2	1950	1850	19,5/18,5 S r	19,5/18,5 S l	1800	2050	18/20,5 S h	B 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2100	13/21 T 2		2250	19,5/22,5 S r	19,5/22,5 S l		2450	18/24,5 S h	C 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1500	1500	15/15 Q 2	2150	1650	21,5/16,5 S r	21,5/16,5 S l	2000	1850	20/18,5 S h	D 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1900	15/19 T 2		2050	21,5/20,5 S r	21,5/20,5 S l		2250	20/22,5 S h	E 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2400	15/24 T 2		2550	21,5/25,5 S r	21,5/25,5 S l		2750	20/27,5 S h	F 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1700	1300	17/13 B 2	2350	1450	23,5/14,5 S r	23,5/14,5 S l	2200	1650	22/16,5 S h	G 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1700	17/17 Q 2		1850	23,5 18,5 S r	23,5/18,5 S l		2050	22/20,5 S h	H 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2100	17/21 T 2		2250	23,5/22,5 S r	23,5/22,5 S l		2450	22/24,5 S h	I 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2700	17/27 T 2		2850	23,5/28,5 S r	23,5/28,5 S l		3050	22/30,5 S h	K 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
1900	1100	19/11 B 2	2550	1250	25,5/12,5 S r	25,5/12,5 S l	2400	1450	24/14,5 S h	L 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1500	19/15 B 2		1650	25,5/16,5 S r	25,5/16,5 S l		1850	24/18,5 S h	M 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1900	19/19 Q 2		2050	25,5 20,5 S r	25,5/20,5 S l		2250	24/22,5 S h	N 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2400	19/24 T 2		2550	25,5/25,5 S r	25,5/25,5 S l		2750	24/27,5 S h	O 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	3000	19/30 T 2		3150	25,5/31,5 S r	25,5/31,5 S l		3350	24/33,5 S h	P 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
2100	1300	21/13 B 2	2750	1450	27,5/14,5 S r	27,5/14,5 S l	2600	1650	26/16,5 S h	Q 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1700	21/17 B 2		1850	27,5/18,5 S r	27,5/18,5 S l		2050	26/20,5 S h	R 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2100	21/21 Q 2		2250	27,5/22,5 S r	27,5/22,5 S l		2450	26/24,5 S h	S 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2700	21/27 T 2		2850	27,5/28,5 S r	27,5/28,5 S l		3050	26/30,5 S h	T e r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
2400	1500	24/15 B 2	3050	1650	30,5/16,5 S r	30,5/16,5 S l	2900	1850	29/18,5 S h	U 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	1900	24/19 B 2		2050	30,5/20,5 S r	30,5/16,5 S l		2250	29/22,5 S h	V 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2400	24/24 Q 2		2550	30,5/25,5 S r	30,5/25,5 S l		2750	29/27,5 S h	W 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	3000	24/30 T 2		3150	30,5/31,5 S r	30,5/31,5 S l		3350	29/33,5 S h	X 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
2700	1700	27/17 B 2	3350	1850	33,5/18,5 S r	33,5/18,5 S l	3200	2050	32/20,5 S h	Y 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2100	27/21 B 2		2250	33,5/22,5 S r	33,5/22,5 S l		2450	32/245 S h	Z 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2700	27/27 Q 2		2850	23,5/28,5 S r	33,5/28,5 S l		3050	32/30,5 S h	AA 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
3000	1900	30/19 B 2	3650	2050	36,5/20,5 S r	36,5/20,5 S l	3500	2250	35/22,5 S h	BB 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	2400	30/24 B 2		2550	36,5/25,5 S r	36,5/25,5 S l		2750	35/37,5 S h	CC 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)
	3000	30/30 Q 2		3150	36,5/31,5 S r	36,5/31,5 S l		3350	35/33,5 S h	DD 2 r (oder l, oder h) Mr (oder Ml, oder Mo)

1) Bei Anwendung von Rabitzschächten mit durchgehender Rabitzwand ist der Deckendurchbruch um die Rabitzwanddicke zu vergrößern.
2) Erläuterung der Kurzzeichen siehe DIN E 1363 Bl. I.

März 1925 | Verband der Aufzugsfabrikanten

Einspruchsfrist 15. April 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Die zugehörigen Blätter 2 bis 5 über Lage des Maschinenraumes und des Gegengewichtes sind sinngemäß wie die für 500 kg Tragkraft (DIN E 1363) ausgearbeitet.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang — 10. April 1925 — Nr. 4

INHALT:

Noch nicht endgültig

Quadrateisen gewalzt

DIN Entwurf 1 E 1016

Bezeichnung eines gewalzten Quadrateisens von 20 mm Dicke aus Flußstahl nach DIN 1612:
Quadrateisen 20 DIN 1016 St . . . [1])

Dicke mm	Querschnitt mm²	Gewicht für 1 m kg
5	25	0,20
6	36	0,28
7	49	0,38
8	64	0,50
10	100	0,79
12	144	1,13
14	196	1,54
16	256	2,01
18	324	2,54
20	400	3,14
22	484	3,80
25	625	4,91
30	900	7,07
32	1 024	8,04
35	1 225	9,62
40	1 600	12,56
45	2 025	15,90
50	2 500	19,63
55	3 025	23,75
60	3 600	28,26
70	4 900	38,46
80	6 400	50,24
90	8 100	63,58
100	10 000	78,50
110	12 100	94,98
120	14 400	113,04
130	16 900	132,66
140	19 600	153,86
150	22 500	176,60
160	25 600	200,96
180	32 400	254,34
200	40 000	314,00

Raumeinheitsgewicht: 7,85

[1]) Werkstoff- und Maß- und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612

April 1925

Noch nicht endgültig

Bandeisen gewalzt

DIN Entwurf 1 E 1017

Bezeichnung eines gewalzten Bandeisens von 40 mm Breite und 3 mm Dicke aus Flußstahl nach DIN 1612:
Bandeisen 40×3 DIN 1017 St . . . [1])

Gewicht für 1 m in kg

Breite	Dicke mm						
mm	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
5	0,04	0,06	0,08	0,10			
6	0,05	0,07	0,09	0,12	0,14	0,17	0,19
8	0,06	0,09	0,13	0,16	0,19	0,22	0,25
10	0,08	0,12	0,16	0,20	0,24	0,28	0,31
12	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,33	0,38
14	0,11	0,16	0,22	0,28	0,33	0,39	0,44
15	0,12	0,18	0,24	0,29	0,35	0,41	0,47
16	0,13	0,19	0,25	0,31	0,38	0,44	0,50
18	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57
20	0,16	0,24	0,31	0,39	0,47	0,55	0,63
25	0,20	0,29	0,39	0,49	0,59	0,69	0,79
30	0,24	0,35	0,47	0,59	0,71	0,82	0,94
35	0,28	0,41	0,55	0,69	0,82	0,96	1,10
40	0,31	0,47	0,63	0,79	0,94	1,10	1,26
45					1,06	1,24	1,41
50	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57
55							1,73
60			0,94	1,18	1,41	1,65	1,88
65							2,04
70			1,10	1,37	1,65	1,92	2,20
80			1,26	1,57	1,88	2,20	2,51
90					2,12	2,47	2,83
100					2,36	2,75	3,14

Raumeinheitsgewicht: 7,85

[1]) Werkstoff und Maß- und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612

April 1925

Einspruchsfrist 15. Juni 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

An unsere Mitarbeiter

Die Geschäftsstelle des NDI wird dieses Jahr vom 6. Juli bis 1. August geschlossen. Zur Erledigung dringender Angelegenheiten bleibt eine Auskunftstelle bestehen.

Der Normblattvertrieb durch den Beuth-Verlag, Berlin SW 19, Beuthstr. 8, erleidet keine Unterbrechung.

Die Geschäftstelle

Entwurf: Einspruchsfrist 15. Juni 1925.

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Flacheisen gewalzt

DIN Entwurf 1 E 1018

Bezeichnung eines gewalzten Flacheisens von 80 mm Breite und 20 mm Dicke aus Flußstahl nach DIN 1612:

Flacheisen 80×20 DIN 1018 St.... [1])

Gewicht für 1 m in kg

Breite mm	Dicke mm 5	6	8	10	12	15	20	25	30	35	40	50	60
10	0,39	0,47											
12	0,47	0,57	0,75	0,94									
14	0,55	0,66	0,88	1,10									
15	0,59	0,71	0,94	1,18									
16	0,63	0,75	1,01	1,26	1,51								
18	0,71	0,85	1,13	1,41	1,70								
20	0,79	0,94	1,26	1,57	1,88								
25	0,98	1,18	1,57	1,96	2,36	2,94							
30	1,18	1,41	1,88	2,36	2,83	3,53	4,71						
35	1,37	1,65	2,20	2,75	3,30	4,12	5,50	6,87					
40	1,57	1,88	2,51	3,14	3,77	4,71	6,28	7,85	9,42				
45	1,77	2,12	2,83	3,53	4,24	5,39	7,07	8,83	10,60	12,36			
50	1,96	2,36	3,14	3,93	4,71	5,89	7,85	9,81	11,78		15,70		
55	2,16	2,59	3,45	4,32	5,18	6,48	8,64			15,11			
60	2,36	2,83	3,77	4,71	5,65	7,07	9,42	11,78	14,13		18,84	23,55	
65	2,55	3,06	4,08	5,10	6,12	7,65	10,21						
70	2,75	3,30	4,40	5,50	6,59	8,24	10,99	13,74	16,49		21,98	27,48	
75	2,94	3,53	4,71	5,89	7,07	8,83	11,78						
80	3,14	3,77	5,02	6,28	7,54	9,42	12,56	15,70	18,84		25,12	31,40	37,68
90	3,53	4,24	5,65	7,07	8,48	10,60	14,13	17,66	21,20		28,26	35,33	42,39
100	3,93	4,71	6,28	7,85	9,42	11,78	15,70	19,63	23,55		31,40	39,25	46,80
110	4,32	5,18	6,91	8,64	10,36	12,95	17,27	21,59	25,91		34,54		
120	4,71	5,65	7,54	9,42	11,30	14,13	18,84	23,55	28,26		37,68	46,80	56,52
130	5,10	6,12	8,16	10,21	12,25	15,31	20,41	25,51	30,62		40,82		
140	5,50	6,59	8,79	10,99	13,19	16,49	21,98	27,48	32,97		43,96		
150	5,89	7,07	9,42	11,78	14,13	17,66	23,55	29,44	35,33		47,10	58,88	70,65
160	6,28	7,54	10,05	12,56	15,07	18,84	25,12						
180	7,07	8,48	11,30	14,13	16,96	21,20	28,26	35,33	42,39		56,52	70,65	84,78
200	7,85	9,42	12,56	15,70	18,84	23,55	31,40	39,25	47,10		62,80	78,50	94,20

Raumeinheitsgewicht: 7,85

[1]) Werkstoff und Maß- und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612

April 1925

Noch nicht endgültig

Breiteisen gewalzt

DIN Entwurf 1 E 1019

Bezeichnung eines gewalzten Breiteisens von 300 mm Breite und 10 mm Dicke aus Flußstahl nach DIN 1612:

Breiteisen 300×10 DIN 1019 St.... [1])

Gewicht für 1 m in kg

Breite mm	Dicke mm 5	6	8	10	12	15	20	25	30	40
220			13,82	17,27	20,72	25,91	34,54	43,18	51,81	
250		11,77	15,70	19,63	23,55	29,44	39,25	49,06	58,88	78,50
280			17,58	21,98	26,38	32,97	43,96	54,95	65,94	
300	11,78	14,13	18,84	23,55	28,26	35,33	47,10	58,88	70,65	
320	12,56		20,10	25,12	30,14	37,68	50,24			
350	13,74	16,49	21,98	27,48	32,97	41,21	54,95			
380			23,86	29,83	35,80	44,75	59,66			
400			25,12	31,40	37,68	47,10	62,80			
450			28,26	35,33	42,39	52,99	70,65			
500			31,40	39,25	47,10	58,88	78,50			
550			34,54	43,18	51,81	64,76	86,35			
600			37,68	47,10	56,52	70,65	94,20			
650			40,82	51,03	61,23	76,54				
700			43,96	54,95	65,94	82,43				
750			47,10	58,88	70,65	88,31				
800			50,24	62,80	75,36	94,20				
850			53,38	66,73	80,07	100,09				
900			56,52	70,65	84,78	105,98				
950			59,66	74,58	89,49	111,86				
1000			62,80	78,50	94,20	117,75				

Raumeinheitsgewicht: 7,85

[1]) Werkstoff und Maß und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612

April 1925

Noch nicht endgültig

Runde Hackenaugen

Handwerkzeuge

DIN Entwurf 2 E 1196

Bezeichnung eines runden Hackenauges mit Durchmesser d = 56 mm:

Rundes Hackenauge 56 DIN 1196

mm

d	d_1	c	c_1	h
50	43,6	8	4	64
56	49	9	4	70

April 1925 Deutscher Hackenverband

Noch nicht endgültig

Spitzovale Hackenaugen

Handwerkzeuge

DIN Entwurf 2 E 1198

Bezeichnung eines spitzovalen Hackenauges mit a 75 und b = 50 mm:

Spitzovales Hackenauge 75 × 50 DIN 1198

mm

a	b	c	a_1	b_1	c_1	h	R
68	45	8	61,6	40,8	4	64	37
75	50	9	68,2	45,6	4	68	41

April 1925 Deutscher Hackenverband

Noch nicht endgültig

Ovale Hackenaugen

Handwerkzeuge

DIN Entwurf 2 E 1197

Bezeichnung eines ovalen Hackenauges mit a = 64 und b = 36 mm:

Ovales Hackenauge 64 × 36 DIN 1197

mm

a	b	c	a_1	b_1	c_1	h	R	r
60	34	7	53,6	29,73	3	64	50	13
64	36	8	57,2	31,5	4	68	55	14
72	40	9	64,5	35	4	75	60	15

April 1925 Deutscher Hackenverband

Noch nicht endgültig

Rodehackenaugen

Handwerkzeuge

DIN Entwurf 2 E 1199

Bezeichnung eines Rodehackenauges mit a = 72 und b = 30 mm:

Rodehackenauge 72 DIN 1199

mm

a	b	c	e	a_1	b_1	c_1	e_1	h	R	r
64	26	7	10	60,26	23,76	6	9	56	113	9
72	30	8	12	68	27,6	7	11	60	132	11

April 1925 Deutscher Hackenverband

Einspruchsfrist 1. Juni 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Entwurf: Einspruchsfrist 1. Juni 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung u. für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Schlesische Hackenaugen

Handwerkzeuge

DIN
Entwurf 2
E 1200

Bezeichnung eines schlesischen Hackenauges mit a = 64 und b = 36 mm:

Schlesisches Hackenauge 64 × 36 DIN 1200

mm

a	b	c	e	a_1	b_1	c_1	e_1	h	R	r
64	36	7	10	60,27	33,8	6	9	56	77	13
72	40	8	12	68	37,6	7	11	60	91	15

April 1925 Deutscher Hackenverband

Erläuterungen zu den Normblattentwürfen

DIN E 1016 Quadrateisen

Auf Wunsch von Verbraucherseite richtete der NDI eine Rundfrage an führende Firmen und Fachverbände, welche Quadrateisen als normal im Betrieb verwendet und als Lagerware geführt werden. Die hierauf eingegangenen Antworten wurden zu einem Vorschlag ausgearbeitet und dem Verein deutscher Eisenhüttenleute zur Prüfung vorgelegt. Der vorliegende Entwurf stellt den durch die Wünsche des Vereins deutscher Eisenhüttenleute ergänzten Vorschlag dar.

DIN E 1017 Bandeisen
DIN E 1018 Flacheisen
DIN E 1019 Breiteisen

Die zahlreich bei der Geschäftsstelle einlaufenden Anfragen nach Normen für Band-, Flach- und Breiteisen hatten den NDI veranlaßt, bei führenden Firmen und Fachverbänden eine Umfrage zu veranstalten, welche Abmessungen der Band-, Flach- und Breiteisen als normal im Betrieb verwendet und als Lagerware geführt werden. Das eingegangene Material wurde zu einem Vorschlag ausgearbeitet, der im Heft 7 der Baunormung vom 15. Juli 1924 als DIN-Vorschlag veröffentlicht wurde. Auf diesen Vorschlag gingen außerordentlich zahlreiche Anregungen ein. Von mehreren Seiten wurde eine Trennung der Rechteck-Eisen in Band-, Flach- und Breit-Eisen gewünscht. Diese Trennung ist auf dem vorliegenden Entwurf berücksichtigt worden. Außerdem haben die Reihen gegenüber dem Vorschlag vom 15. Juli 1924 eine wesentliche Erweiterung erfahren.

DIN E 1196 runde Hackenaugen
DIN E 1197 ovale Hackenaugen
DIN E 1198 spitzovale Hackenaugen
DIN E 1199 Rode-Hackenaugen
DIN E 1200 Schlesische Hackenaugen

Der erste Entwurf der für Normblätter DIN 1196 — DIN 1200 war unter der Normblatt-Nummer DIN 407 in der Baunormung, Jahrg. 3, Heft 9/10 vom 10. Oktober 1924 veröffentlicht. Die einlaufenden Einsprüche machten eine nochmalige Überarbeitung der Entwürfe erforderlich. Aus Gründen der Lagerhaltung und eindeutiger Bestellung hielt es der Hackenverband für zweckmäßig, die bisher in einem Normblattentwurf zusammengefaßten Hackenaugen in Einzelblätter aufzulösen und die Zahl der genormten Hackenaugen durch das spitzovale Auge zu ergänzen. Das spitzovale Auge wird von Deutschland in großen Mengen besonders nach Amerika ausgeführt. Sein Vorhandensein hat auch zu weitgehender Verbreitung innerhalb Deutschlands geführt. In konstruktiver Beziehung sind folgende Änderungen gegenüber dem bisherigen Entwurf vorgenommen worden.

Die Neigung bei den runden Hackenaugen DIN 1196 ist nunmehr mit 1 : 20 festgesetzt. Bei den ovalen Hackenaugen (DIN 1197) ist die Neigung in der Querrichtung abweichend von der in der Längsrichtung. Die Neigung des Hackenauges in der Längsrichtung beträgt nunmehr 1 : 20, in der Querrichtung 1 : 30. Die Rode-Hackenaugen (DIN 1199) und die Schlesischen Hackenaugen (DIN 1200) erhalten gegenüber dem ersten Entwurf, der für die Hackenaugen keine Neigung vorsah, nunmehr in der Längsrichtung eine Neigung von 1 : 30 und in der Querrichtung eine Neigung von 1 : 50. Alle Entwürfe weisen oben eine größere Wanddicke als unten auf, während der erste Entwurf bei allen Hackenaugen eine oben und unten gleiche Wanddicke zeigt. Mit diesen Änderungen sind alle bisher geäußerten Wünsche berücksichtigt.

Wenn keine Einwände mehr gegen diesen zweiten Entwurf erhoben werden, soll das Blatt nach Ablauf der Einspruchsfrist dem Vorstand des Normenausschusses direkt zur Erledigung vorgelegt werden.

Vorbereitungen zu panamerikanischen Normen

Vom 21. Dezember 1924 bis 4. Januar 1925 fand in Lima (Peru) die erste panamerikanische Normungskonferenz statt. 13 amerikanische Staaten hatten beglaubigte Vertreter entsandt: Brasilien, Costa Rica, Kuba, Vereinigte Staaten, Haiti, Guatemala, Mexico, Nicaragua, Panama, Paraguay, Peru, Uruguay und Venezuela. Beschlossen wurde, daß die amerikanischen Länder ein Abkommen schließen sollen, durch das für Rohstoffe und gewerbliche Erzeugnisse eine Vereinheitlichung im weitesten Umfange eingeführt wird. Dieses Ziel ist in jedem Lande durch eine entsprechende nationale Organisation vorzubereiten, die wieder mit der Interamerikanischen Oberkommission (Inter-American High Commission) zusammenarbeitet. Die Oberkommission beginnt bereits jetzt mit der Zusammenstellung eines in Englisch, Spanisch und Portugiesisch abzufassenden Wörterbuches für einheitliche technische Ausdrücke und entwirft seinerzeit auf Grund der gesamten vorliegenden Unterlagen das Abkommen.

Über die Frage einheitlicher Gewichte und Maße soll ein Ausschuß in der nächsten Konferenz, die binnen 3 Jahre in den Vereinigten Staaten tagen wird, Bericht erstatten; empfohlen wird das metrische System. Der gleichzeitig tagende wissenschaftliche Kongreß beschäftigte sich ebenfalls mit Normungsfragen und empfahl für die Petroleum-Industrie, Elektrotechnik, Radiologie, Eisenbahnbaustoffe, Spurweiten sowie für Krankenhäuser die Einführung einheitlicher Bezeichnungen und Typen.

Wie mitgeteilt wird, will die amerikanische Abordnung die nächste Normungskonferenz bereits 1926 nach Washington berufen. Hieraus kann geschlossen werden, daß die amerikanischen Wirtschaftskreise der Normung erhebliches Interesse entgegenbringen.

Mitteilungen der Geschäftsstelle

Durch den Beuth-Verlag GmbH, Berlin SW 19, Beuthstr. 8, sind zu beziehen:

Normblätter, weiß, Stück . . . . . M. 0,40
Pausdrucke, Stück . . . . . „ 6,—
Dinbuch 1 Papierformate, 2. erweiterte und verbesserte Auflage . . . . . brosch. „ 2,50
kart. „ 3,—
„ 2 Die Normung der Gewindesysteme . . . . . „ 2.—
„ 3 Pliego de Condiciones Normales para el suministro de Construcciones Metálicas (spanische Übersetzung DIN 1000) . . . . . „ 0,75
„ 4 Die Dinpassungen und ihre Anwendung . . . . „ 4,—
„ 5 Reglamentos para la Construccion de obras de hierro (spanische Übersetzung der Vorschriften für Eisenbauwerke) . . . . . „ 1,50
„ 6 Transmissionen . . . . . brosch. „ 4,—
kart. „ 4,50
„ 7 Transmissiones (spanische Übersetzung) . . . . „ 2,—
„ 8 Zeichnungsnormen, 3. erweiterte und verbesserte Auflage . . . . . „ 2,50
„ 11 Keile . . . . . „ 3,—
Normblatt-Verzeichnis, Ausgabe Frühjahr 1925 . . . . . „ 0,50

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang **10. Mai 1925** **Nr. 5**

INHALT:

Erläuterungen zu den Normblattentwürfen

DIN E 1025 Blatt 1 und 2 I-Eisen
DIN E 1026 „ 1 bis 3 U-Eisen
DIN E 1027 „ Z-Eisen

Die Entwürfe stellen das Ergebnis der Beratungen des Unterausschusses für die Festlegung von Normreihen für I-, U- und Z-Eisen im Rahmen der Normalprofilbuchkommission dar. Im Auftrage dieser Kommission hatte der Verein deutscher Eisenhüttenleute die Überarbeitung obiger Profileisen am 3. November 1922 übernommen. Die Vorschläge des Vereins wurden den Mitgliedern der Normalprofilbuchkommission und den in ihr vertretenen Verbänden zwecks Weiterleitung an ihre Mitglieder zugestellt mit dem Ersuchen um Stellungnahme. Die eingelaufenen Äußerungen wurden in einer Sitzung am 13. Mai 1924 in Hagen i. W. behandelt. Das Ergebnis dieser Beratungen fand seinen Niederschlag in einer Überarbeitung der ersten Fassung, die abermals zur Stellungnahme herausgesandt wurde. Die auf diesen zweiten Vorschlag einlaufenden Wünsche wurden in einer Sitzung am 17. Dezember 1924 in Düsseldorf dem Unterausschuß zur abermaligen Prüfung unterbreitet. In dieser Verhandlung, in der außer dem Verein deutscher Eisenhüttenleute, der Verein deutscher Ingenieure, die Deutsche Reichsbahn, der Verein Deutscher Schiffswerften, die Gemeinschaft Deutscher Waggonfabriken (Awana), der engere Lokomotiv-Normenausschuß (Elna), der Normenausschuß der Deutschen Industrie, der Stahlwerksverband und 9 Hüttenwerke vertreten waren — der Deutsche Eisenbauverband und das Reichswehrministerium waren an der Teilnahme verhindert — wurden die erneut gegebenen Anregungen abschließend behandelt und beschlossen, das Ergebnis der Beratungen nunmehr als Normblattentwurf zu veröffentlichen. Die vorliegenden Entwürfe stützen sich im großen und ganzen auf die bisherigen Normalprofile.

I-Eisen

Bei der Profilreihe für I-Eisen sind die ungeraden Profile von 11, 13, 15 usw. Höhe in Fortfall gekommen, da der Bedarf an ungeraden Profilen verschwindend gering ist und eine große Zahl von Eisenbauwerkstätten glaubt, auf diese ungeraden Profile verzichten zu können. Hinzugefügt wurde in die Normalprofilreihe I-Eisen auf Wunsch des Eisenbauverbandes ein dünnstegiges I-Eisen für Fachwerkwände (I F 14). Die Reihe der breit- und parallelflanschigen Peinerträger ist unverändert geblieben. Die aufgeführten I-Wagenbaueisen entsprechen den Wünschen, die Reichsbahn und Wagenbauindustrie für ihre Konstruktionen haben.

U-Eisen

Die bisherigen U-Eisenprofile U 3—30 sind unverändert geblieben, lediglich ergänzt auf Wunsch des Eisenbauverbandes durch ein U-Eisen 14 für den Fachwerkbau (U F 14), entsprechend dem gleichen Profil für I-Eisen. Erweitert wurde die Reihe der U-Eisen durch die Profile 32, 35, 38, 40, welche aus der Reihe der Schiffbau-U-Eisen übernommen wurden. Die auf Blatt 2 und 3 wiedergegebenen Profile der Schiffbau-U-Eisen entsprechen den bisher üblichen. Es hat jedoch eine vollständige Neurechnung der statischen Werte stattgefunden, da Ungenauigkeiten in den bisher veröffentlichten Werten festgestellt wurden. Die Sonder-U-Eisen für den Wagen- und Stellwerkbau entsprechen ebenso wie die vorhin genannten I-Sondereisen den Wünschen der Reichsbahn und der Waggonfabriken.

Z-Eisen

Die Reihe der Z-Eisen ist unverändert übernommen worden.

Allen Tabellen für statische Werte ist im Gegensatz zu früher der Knickwert k für das betreffende Profil beigefügt.

Maß- und Gewichtsabweichungen

Die zulässigen Maß- und Gewichtsabweichungen der Profile sind auf DIN 1612 festgelegt. Es ist beabsichtigt, sie nach Möglichkeit auf dem endgültigen Normblatt zum Abdruck zu bringen, um eine Übersicht über alle für den Konstrukteur wichtigen Angaben auf einem Blatt zusammen zu haben. Da es drucktechnisch nicht möglich war, diese Angaben bereits bei der vorliegenden Veröffentlichung auf den einzelnen Entwürfen unterzubringen, geben wir sie in folgender Tabelle.

Ein ausführlicher Erläuterungsbericht zu der vorliegenden Arbeit wird im nächsten Heft der „Baunormung" veröffentlicht werden.

NDI

Maß- und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612
mm

Art der Abmaße	Länge		Höhe		Breite	Dicke
	bei handelsüblicher Bestellung	bei besonderer Vorschrift				
grob	± 100 bei Handelsgüte, sonst ± 50	fest ± 5 (fix gefräst) nicht fest ± 10 (fix)	bis 200	± 2	Keine besondere Vorschrift. Der Gewichtspielraum darf jedoch beim einzelnen Stab nicht größer als ± 6 % sein.	
			über 200 bis 400	± 3		
			„ 400	± 4		
fein (nur von Fall zu Fall lieferbar			bis 300	± 2	Keine besondere Vorschrift. Der Gewichtspielraum darf jedoch beim einzelnen Stab nicht größer als ± 3 % sein.	
			300 und mehr	± 3		

Der Gewichtspielraum für die Gesamtlieferung beträgt für grobe Abmaße ± 6 %; für feine Abmaße ± 3 %
Handelsüblich sind die groben Abmaße

Einspruchsfrist 1. August 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

I-Eisen

Abmessungen und statische Werte

Noch nicht endgültig

DIN E 1025 Bl. 1 Entwurf 1

I-Eisen

mm

$h \leq 240$	$h > 260$
$b = 0{,}4\ h + 10$ mm $d = 0{,}03\,h + 1{,}5$ „	$b = 0{,}3\,h + 35$ mm $d = 0{,}036\,h$
$r = d;\quad r_1 \approx 0{,}6\,d$	
mit Ausnahme für d, r und r_1, bei **I 55**	

Neigung 14%

S_x = Statisches Moment des halben Querschnittes

$s_x = \frac{J_x}{S_x}$ = Abstand der Druck- und Zugmittelpunkte

J = Trägheitsmoment
W = Widerstandsmoment
$i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ = Trägheitshalbmesser
} bezogen auf die zugehörige Biegungsachse

$k_I = \frac{F^2}{J_y}$ = Knickwert für ein I-Eisen

a = Mittenabstand zweier I-Eisen mit gleichen Hauptträgheitsmomenten $J = 2\,J_x$

$k = \frac{2\,F^2}{J_x}$ = zugehöriger Knickwert

Bezeichnung	Abmessungen mm						Querschnitt F	G	Für die Biegungsachse x — x			y — y			S_x	s_x	k_I	II (a)		
I	h	b	d	t	r	r_1	cm²	kg/m	J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	cm³	cm		J cm⁴	a mm	k
8	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	7,58	5,95	77,8	19,5	3,20	6,29	3,00	0,91	11,4	6,84	9,13	156	62	1,48
10	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	10,6	8,32	171	34,2	4,01	12,2	4,88	1,07	19,9	8,57	9,21	342	78	1,31
12	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	14,2	11,2	328	54,7	4,81	21,5	7,41	1,23	31,8	10,3	9,38	656	94	1,22
14	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	18,3	14,4	573	81,9	5,61	35,2	10,7	1,40	47,7	12,0	9,51	1150	108	1,16
I F 14[1])	140	60	4	5,5	4	2,4	11,7	9,16	365	52,2	5,59	15,6	5,21	1,15			8,73	730	112	0,373
16	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	22,8	17,9	935	117	6,40	54,7	14,8	1,55	68,0	13,7	9,50	1870	124	1,11
18	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	27,9	21,9	1450	161	7,20	81,3	19,8	1,71	93,4	15,5	9,57	2890	140	1,07
20	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	33,5	26,3	2140	214	8,00	117	26,0	1,87	125	17,2	9,59	4280	156	1,04
22	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	39,6	31,1	3060	278	8,80	162	33,1	2,02	162	18,9	9,68	6120	172	1,02
24	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	46,1	36,2	4250	354	9,59	221	41,7	2,20	206	20,6	9,61	8490	188	1,00
26	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	53,4	41,9	5740	442	10,4	288	51,0	2,32	257	22,3	9,90	11490	202	0,992
28	280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	61,1	48,0	7590	542	11,1	364	61,2	2,45	316	24,0	10,3	15170	218	0,984
30	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	69,1	54,2	9800	653	11,9	451	72,2	2,56	381	25,7	10,6	19600	234	0,974
32	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	77,8	61,1	12510	782	12,7	555	84,7	2,67	457	27,4	10,9	25020	248	0,967
34	340	137	12,2	18,3	12,2	7,3	86,8	68.1	15700	923	13,5	674	98,4	2,80	540	29,1	11,2	31390	275	0,960
36	360	143	13,0	19,5	13,0	7,8	97,1	76,2	19610	1090	14,2	818	114	2,90	638	30,7	11,5	39210	278	0,962
38	380	149	13,7	20,5	13,7	8,2	107	84,0	24010	1260	15,0	975	131	3,02	741	32,4	11,7	48020	294	0.953
40	400	155	14,4	21,6	14,4	8,6	118	92,6	29210	1460	15,7	1160	149	3,13	857	34,1	12,0	58430	308	0,953
42½	425	163	15,3	23,0	15,3	9,2	132	104	36970	1740	16,7	1440	176	3,30	1020	36,2	12,1	73950	328	0,942
45	450	170	16,2	24,3	16,2	9,7	147	115	45850	2040	17,7	1730	203	3,43	1200	38,3	12,5	91700	348	0,942
47½	475	178	17,1	25,6	17,1	10,3	163	128	56480	2380	18,6	2090	235	3,60	1400	40,4	12,7	113000	366	0,940
50	500	185	18,0	27,0	18,0	10,8	180	141	68740	2750	19,6	2480	268	3,72	1620	42,4	13,1	137500	384	0,942
55	550	200	19,0	30,0	19,0	11,9	213	167	99180	3610	21.4	3490	349	4,02	2120	46,8	13,0	198400	424	0,915
60	600	215	21,6	32,4	21,6	13,0	254	199	139000	4630	23,4	4670	434	4,30	2730	50,9	13,8	277900	460	0,925

[1]) **I F 14** ist Sonder-I-Eisen für den Fachwerkbau.

Die Walzen der ungeraden **I 9** bis **I 29** werden bis auf weiteres werksseitig noch gehalten; Lieferung dieser **I**-Eisen nur nach vorheriger Vereinbarung.

Maß- und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612.

Für das **I F 14** gelten die 1½ fachen Maß- und Gewichtsabweichungen.

Mai 1925

Fortsetzung siehe Blatt 2

I-Eisen

Abmessungen und statische Werte

Noch nicht endgültig

DIN
E 1025 Bl. 2
Entwurf 1

Breit- und Parallelflanschige I-Eisen

Für ≦ **IP 30** ist b = h;

Für ≧ **IP 32** „ b = 300 mm

r ≈ 1,5 d

Bezeichnung	Abmessungen mm					Querschnitt F	G	Für die Biegungsachse x — x			y — y			S_x	s_x	k_I	J	a	k
IP	h	b	d	t	r	cm²	kg/m	J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	cm³	cm		cm⁴	mm	
16	160	160	9	14	14	58,4	45,8	2630	329	6,72	958	120	4,05	188	14,0	3,56	5270	—	0,647
18	180	180	9	14	14	65,3	51,6	3830	426	7,63	1360	151	4,55	241	15,9	3,17	7670	—	0,565
20	200	200	10	16	15	82,7	64,9	5950	595	8,48	2140	214	5,08	337	17,7	3,20	11900	—	0,575
22	220	220	10	16	15	91,1	71,5	8050	732	9,37	2840	258	5,59	412	19,5	2,92	16100	—	0,519
24	240	240	11	18	17	111	87,4	11690	974	10,5	4150	346	6,11	549	21,3	2,98	23370	—	0,530
26	260	260	11	18	17	121	94,8	15050	1160	11,2	5280	406	6,61	649	23,2	2,76	30100	—	0,484
28	280	280	12	20	18	144	113	20720	1480	12,0	7320	523	7,14	831	24,9	2,81	41440	—	0,498
30	300	300	12	20	18	154	121	25760	1720	12,9	9010	600	7,65	959	26,8	2,63	51520	—	0,460
32	320	300	13	22	20	171	135	32250	2020	13,7	9910	661	7,60	1130	28,5	2,96	64490	—	0,455
34	340	300	13	22	20	174	137	36940	2170	14,5	9910	661	7,55	1220	30,3	3,05	73880	—	0,409
36	360	300	14	24	21	192	150	45120	2510	15,3	10810	721	7,51	1410	32,0	3,39	90240	—	0,406
38	380	300	14	24	21	194	153	50950	2680	16,2	10810	721	7,46	1510	33,8	3,49	101900	—	0,370
40	400	300	14	26	21	209	164	60640	3030	17,0	11710	781	7,49	1700	35,6	3,71	121300	310	0,358
42½	425	300	14	26	21	212	166	69480	3270	18,1	11710	781	7,43	1830	37,8	3,83	139000	330	0,323
45	450	300	15	28	23	232	182	84220	3740	19,0	12620	841	7,38	2110	40,0	4,25	168400	350	0,318
47½	475	300	15	28	23	235	185	95120	4010	20,1	12620	841	7,32	2250	42,2	4,39	190200	380	0,291
50	500	300	16	30	24	255	200	113200	4530	21,0	13530	902	7,28	2560	44,3	4,82	226400	400	0,288
55	550	300	16	30	24	263	207	140300	5100	23,1	13530	902	7,17	2880	48,7	5,12	280700	440	0,247
60	600	300	17	32	26	289	227	180800	6030	25,0	14440	962	7,07	3500	51,6	5,78	361700	480	0,231

Die Lieferung der **IP 16** und **18** erfolgt bis auf weiteres nur nach vorheriger Vereinbarung mit dem Walzwerk

Wagenbau I-Eisen

Bezeichnung	Abmessungen mm						Querschnitt F	G	Für die Biegungsachse x — x			y — y			k_I	J	a	k
IW	h	b	d	t	r	r_1	cm²	kg/m	J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm		cm⁴	mm	
76/81	76	81	10	8,4	10	5	19,5	15,3	171	45,0	2,95	60,2	14,9	1,76	6,31	342	—	4,45
80 50/80	80	50 / 80	8	8 / 8	8 / 8	3,35 / 4	15,5	12,2	147	32,3 / 42,2	3,07	34,2	13,7 / 8,5	1,48	7,10	x_u = ≈ 35 mm		
100/85	100	85	7	9	7	4,5	20,8	16,3	343	68,7	4,01	89,7	21,1	2,08	4,80	686	—	2,52

Allgemeines. Der rechnerische Wert für a ist, wo hierfür ein Strich angegeben, nicht ausführbar. Bei diesen zusammengesetzten I-Eisen ist das kleinstmögliche Maß a = b; im übrigen sind für diesen Mittenabstand zweier I-Eisen gerade nach oben aufgerundete Maße gewählt.

Mai 1925 — Maß- und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612

Einspruchsfrist 1. August 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

⊏-Eisen

Noch nicht endgültig

Abmessungen und statische Werte

DIN E 1026 Bl 1
Entwurf 1

Einspruchsfrist 1. August 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

⊏-Eisen bis einschl. 30 cm Höhe

Neigung 8%

$b = 0{,}25\,h + 25$ mm

$r = t$

$r_1 = \frac{t}{2}$ (mit Aufrundungen)

J = Trägheitsmoment
W = Widerstandsmoment
$i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ = Trägheitshalbmesser
} bezogen auf die zugehörige Biegungsachse

$k_⊏ = \frac{F^2}{J_y}$ = Knickwert für ein ⊏-Eisen

a_1 bezw. a_2 = Abstand zweier ⊏-Eisen mit gleichen Hauptträgheitsmomenten $J = 2\,J_x$

$k = \frac{2\,F^2}{J_x}$ = zugehöriger Knickwert

⊏-Eisen über 30 cm Höhe

Neigung 5%

Bezeichnung ⊏	h	b	d	t	r	r_1	Querschnitt F cm²	G kg/m	J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	e cm	$k_⊏$	J cm⁴	a_1 mm	a_2 mm	k
	Abmessungen mm								Für die Biegungsachse x — x			y — y								
3	30	33	5	7	7	3,5	5,44	4,27	6,39	4,26	1,08	5,33	2,68	0,99	1,31	5,55	12,8	—	—	9,26
4	40	35	5	7	7	3,5	6,21	4,87	14,1	7,05	1,50	6,68	3,08	1,04	1,33	5,77	28,2	—	—	5,47
5	50	38	5	7	7	3,5	7,12	5,59	26,4	10,6	1,92	9,12	3,75	1,13	1,37	5,56	52,8	4	—	3,84
6 1/2	65	42	5,5	7,5	7,5	4	9,03	7,09	57,5	17,7	2,52	14,1	5,07	1,25	1,42	5,78	115	16	—	2,84
8	80	45	6	8	8	4	11,0	8,64	106	26,5	3,10	19,4	6,36	1,33	1,45	6,24	212	28	—	2,28
10	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,5	10,6	206	41,2	3,91	29,3	8,49	1,47	1,55	6,22	412	42	104	1,77
12	120	55	7	9	9	4,5	17,0	13,4	364	60,7	4,62	43,2	11,1	1,59	1,60	6,69	728	56	120	1,59
14	140	60	7	10	10	5	20,4	16,0	605	86,4	5,45	62,7	14,8	1,75	1,75	6,64	1210	68	138	1,38
⊏F14[1]	140	40	4	6	6	3	9,90	7,78	285	40,0	5,36	12,5	4,21	1,02	1,02	7,85	570	36	—	0,69
16	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	18,8	925	116	6,21	85,3	18,3	1,89	1,84	6,75	1850	82	156	1,25
18	180	70	8	11	11	5,5	28,0	22,0	1350	150	6,95	114	22,4	2,02	1,92	6,88	2710	96	172	1,16
20	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,2	25,3	1910	191	7,70	148	27,0	2,14	2,01	7,01	3820	108	188	1,09
22	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,4	29,4	2690	245	8,48	197	33,6	2,26	2,14	7,10	5380	122	206	1,04
24	240	85	9,5	13	13	6,5	42,3	33,2	3600	300	9,22	248	39,6	2,42	2,23	7,21	7200	134	224	1,00
26	260	90	10	14	14	7	48,3	37,9	4820	371	9,88	317	47,7	2,56	2,36	7,36	9650	146	242	0,97
28	280	95	10	15	15	7,5	53,3	41,8	6280	448	10,9	399	57,2	2,74	2,53	7,12	12550	160	262	0,91
30	300	100	10	16	16	8	58,8	46,2	8030	535	11,7	495	67,8	2,90	2,70	6,98	16050	174	282	0,86
32	320	100	14	17,5	17,5	8,75	75,8	59,5	10870	679	12,1	597	80,6	2,81	2,60	9,71	21740	182	286	1,06
35	350	100	14	16	16	8	77,3	60,6	12840	734	12,9	570	75,0	2,72	2,40	10,5	25670	204	300	0,931
38	381	102	13,34	16	16	11,2	79,7	62,6	15730	826	14,1	613	78,4	2,78	2,35	10,3	31460	230	324	0,808
40	400	110	14	18	18	9	91,5	71,8	20350	1020	14,9	846	102	3,04	2,65	9,90	40710	240	346	0,823

[1]) **⊏F 14** ist Sonder-⊏-Eisen für den Fachwerkbau.
⊏ 38 entspricht dem engl. Normalprofil BSC 27 (15 . 4″) mit einer Neigung der inneren Flanschflächen von 2°; $r = t$; $r_1 = 0{,}7\,t$.
Maß- und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612.
Für das **⊏F 14** gelten die 1½fachen Maß- und Gewichtsabweichungen.

Mai 1925

Fortsetzung siehe Blatt 2

⊏-Eisen

Abmessungen und statische Werte

Noch nicht endgültig

DIN E 1026 Bl. 2 Entwurf 1

Schiffbau-⊏-Eisen

Neigung 5%

$r = t$

$r_1 = \frac{t}{2}$

J = Trägheitsmoment, W = Widerstandsmoment, $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ = Trägheitshalbmesser — bezogen auf die zugehörige Biegungsachse

$k_{⊏} = \frac{F^2}{J_y}$ = Knickwert für ein ⊏-Eisen

a_1 bzw. a_2 = Abstand zweier ⊏-Eisen mit gleichen Hauptträgheitsmomenten $J = 2\,J_x$

$k = \frac{2\,F^2}{J_x}$ = zugehöriger Knickwert

Bezeichnung ⊏S	Abmessungen mm h	b	d	t	r	r_1	Querschnitt F cm²	G kg/m	Für die Biegungsachse x—x J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	y—y J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	e cm	$k_{⊏}$	J cm⁴	a_1 mm	a_2 mm	k
15/7½	150	75	10	12	12	6	31,0	24,4	1040	138	5,78	152	29,2	2,21		6,32	2080	62	154	1,85
	150	76	11	12	12	6	32,5	25,5	1070	142	5,71	160	30,2	2,22	2,30	6,60	2130	60	—	1,98
	150	77	12	12	12	6	34,0	26,7	1090	146	5.67	168	31,0	2,23		6,89	2190	58	—	2,12
18/8	180	80	11	13	13	6,5	38,2	30,0	1810	201	6,88	208	36,7	2,34		7,03	3620	84	178	1,62
	180	81	12	13	13	6,5	40,0	31,4	1860	207	6,82	218	37,7	2,34	2,35	7,36	3720	82	176	1,72
	180	82	13	13	13	6,5	41,8	32,8	1910	212	6,75	227	38,4	2,34		7,69	3830	80	174	1,84
20/8½	200	85	11	14	14	7	43,3	34,0	2560	256	7,70	269	44,9	2,50		6,96	5130	96	196	1,47
	200	86	12	14	14	7	45,3	35,6	2630	263	7,62	281	46,0	2,49	2,50	7,30	5260	94	194	1,55
	200	87	13	14	14	7	47.3	37,1	2700	270	7,55	293	47,1	2,49		7,64	5390	94	194	1,66
	200	88	14	14	14	7	49,3	38,7	2760	276	7,49	306	48,3	2,49		7,95	5530	92	192	1,77
22/9	220	90	11	15	15	7,5	48,6	38,1	3520	320	8,51	342	53,8	2,65		6,91	7030	110	214	1,34
	220	91	12	15	15	7,5	50,8	39,8	3610	328	8,43	358	55,2	2,65		7,21	7210	110	212	1,43
	220	92	13	15	15	7,5	53,0	41,6	3700	336	8,35	373	56,6	2,65	2,60	7,53	7390	108	210	1,52
	220	93	14	15	15	7,5	55,2	43,3	3780	344	8,28	388	57,9	2,65		7,85	7570	106	208	1,62
	220	94	15	15	15	7,5	57,4	45,0	3870	352	8,22	403	59,3	2,65		8,18	7740	104	208	1,71
24/9½	240	95	12	15,5	15,5	7,75	55,2	43,4	4690	391	9,22	425	62,4	2,77		7,17	9380	122	230	1,30
	240	96	13	15.5	15,5	7,75	57,6	45,2	4810	400	9,13	442	64,0	2,77		7,51	9610	120	228	1,38
	240	97	14	15,5	15,5	7,75	60,0	47,1	4920	410	9,06	460	65,5	2,77	2,70	7,83	9840	120	228	1,47
	240	98	15	15,5	15,5	7,75	62,4	49,0	5040	420	8,98	477	67,0	2,77		8,16	10070	118	226	1,55
	240	99	16	15.5	15,5	7,75	64,8	50,9	5150	429	8,91	494	68,4	2,77		8,50	10300	116	224	1,63
26/9½	260	95	12	16	16	8	58,5	45,9	5800	446	9,95	446	65,1	2,76		7,67	11590	140	246	1,18
	260	96	13	16	16	8	61,1	48,0	5940	457	9,86	464	66,6	2,76		8,05	11880	138	244	1,25
	260	97	14	16	16	8	63,7	50,0	6090	468	9,77	482	68,2	2,75	2,65	8,42	12180	136	242	1,33
	260	98	15	16	16	8	66,3	52,0	6240	480	9,70	500	69,7	2,75		8,79	12470	134	240	1,41
	260	99	16	16	16	8	68,9	54,1	6380	491	9,62	518	71,2	2,74		9,16	12760	132	238	1,49
28/10	280	100	13	16,5	16,5	8,25	65,9	51,7	7470	533	10,7	545	74,9	2,88		7,97	14930	152	260	1,16
	280	101	14	16,5	16,5	8,25	68,7	53,9	7650	546	10,6	565	76,5	2,87		8,35	15300	150	258	1,23
	280	102	15	16,5	16,5	8,25	71,5	56,1	7830	559	10,5	584	78,0	2,86	2.70	8,75	15660	148	256	1,31
	280	103	16	16,5	16,5	8,25	74,3	58,3	8020	572	10,4	606	79,8	2,85		9,11	16030	146	254	1,38
	280	104	17	16,5	16,5	8,25	77,1	60,5	8200	586	10,3	626	81,4	2,84		9,50	16390	144	252	1,45
30/10	300	100	14	17	17	8,5	72,1	56,6	9140	609	11,5	573	77,9	2,82		9,07	18270	166	272	1,14
	300	101	15	17	17	8,5	75,1	58,9	9360	624	11,4	594	79,5	2,81	2,65	9,50	18720	164	270	1,20
	300	102	16	17	17	8,5	78,1	61,2	9590	639	11,2	615	81,2	2,80		9,92	19170	162	268	1,27
	300	103	17	17	17	8,5	81,1	63,6	9810	654	11,0	635	82,8	2,80		10,4	19620	160	266	1,34
32/10	320	100	14	17,5	17,5	8,75	75,8	59,5	10870	679	12,1	597	80,6	2,81		9,62	21740	182	286	1,06
	320	101	15	17,5	17,5	8,75	79,0	62,0	11140	696	11,9	618	82,3	2,80		10,1	22290	180	284	1,12
	320	102	16	17.5	17.5	8,75	82,2	64,5	11420	714	11,8	640	84,0	2,79	2,60	10,6	22830	178	282	1,18
	320	103	17	17,5	17,5	8,75	85,4	67,0	11690	731	11,7	661	85,7	2,78		11,0	23380	176	280	1,25
	320	104	18	17,5	17,5	8,75	88,6	69,5	11960	748	11,6	683	87,4	2,78		11,5	23920	174	278	1,31
35/10	350	100	14	16	16	8	77,3	60,6	12840	734	12,9	570	75,0	2,72		10,5	25670	204	300	0,931
	350	101	15	16	16	8	80,8	63,4	13190	754	12,8	589	76,5	2,70		11,1	26390	202	298	0,990
	350	102	16	16	16	8	84,3	66,1	13550	774	12,7	610	78,2	2,69	2,40	11,6	27100	200	296	1,05
	350	103	17	16	16	8	87,8	68,9	13910	795	12,6	630	79,7	2,68		12,3	27820	198	294	1,11
	350	104	18	16	16	8	91,3	71,6	14270	815	12,5	650	81,3	2,67		12,8	28530	196	292	1,17

Mai 1925

Fortsetzung siehe Blatt 3

Einspruchsfrist 1. August 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Einspruchsfrist 1. August 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

[-Eisen

Abmessungen und statische Werte

Noch nicht endgültig

DIN E 1026 Bl. 3 Entwurf 1

Schiffbau-[-Eisen

(Fortsetzung von Blatt 2)

Bezeichnung [S	Abmessungen mm h	b	d	t	r	r_1	Querschnitt F cm²	G kg/m	Für die Biegungsachse x—x J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	y—y J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	e cm	k_E	J cm⁴	a_1 mm	a_2 mm	k
	381	102	13,34	16	16	11,2	79,7	62,6	15730	826	14,1	613	78,4	2,78		10,3	31460	230	324	0,808
	381	103	14	16	16	11,2	82,1	64,5	16020	842	14,0	626	79,0	2,76		10,7	32050	228	322	0,842
38/10	381	104	15	16	16	11,2	86,0	67,5	16480	865	13,9	647	80,6	2,74	2,35	11,4	32970	226	320	0,898
	381	105	16	16	16	11,2	89,8	70,5	16940	890	13,8	669	82,2	2,73		12,1	33890	224	318	0,952
	381	106	17	16	16	11,2	93,6	73,5	17410	914	13,7	690	83,8	2,72		12,7	34810	222	316	1,01
	381	107	18	16	16	11,2	97,4	76,4	17870	938	13,6	712	85,5	2,71		13,3	35730	220	314	1,06
	400	110	14	18	18	9	91,5	71,8	20350	1020	14,9	846	102	3,04		9,9	40710	240	346	0,823
	400	111	15	18	18	9	95,5	75,0	20890	1040	14,8	877	104	3,03		10,4	41780	238	344	0,873
40/11	400	112	16	18	18	9	99,5	78,1	21420	1070	14,7	906	106	3,02	2,65	10,9	42840	236	342	0,924
	400	113	17	18	18	9	103,5	81,2	21950	1100	14,6	935	108	3,00		11,4	43910	234	340	0,976
	400	114	18	18	18	9	107,5	84,4	22490	1120	14,5	962	110	2,99		12,0	44980	232	338	1,03

Die Schiffbau-[-Eisen werden nur für die geringsten und für die um 1 mm dickeren Stegdicken scharfkantig.
Das [S $\frac{38}{10}$ entspricht dem englischen Normalprofil BSC 27 (15 · 4″) mit einer Neigung der inneren Flanschflächen von 2°, r = t und einem $r_1 = 0{,}7$ t.

Sonder-[-Eisen

$r = t;\ r_1 = \frac{t}{2}$

Wagenbau-[-Eisen ([W)

Bezeichnung [W	Abmessungen mm h	b	d	t	r	r_1	Querschnitt F cm²	G kg/m	Für die Biegungsachse x—x J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	y—y J_y cm⁴	W_y cm	j_y cm	e cm	k_E	J cm⁴	a_1 mm	a_2 mm	k
76/55	76	55	10	11,15	11,15	5,6	17,6	13,8	142	37,3	2,84	45,1	12,7	1,60	1,95	6,86	284	8	—	4,37
80 30/50	80	30 / 50	8	8 / 8	8 / 8	4 / 4	11,5	9,02	97	21,2 / 28,1	2,91	18,2	10,5 / 4,90	1,26	1,25	7,26	$x_u \approx 34{,}5$ mm			
91.5/26.5	91,5	26,5	8,5	10,7	10,7	5,35	11,8	9,27	119	26,0	3,18	5,40	3,00	0,676	0,85	25,8	—	—	—	—
105/65	105	65	8	8	8	4	17,3	13,6	287	54,7	4,07	61,2	13,2	1,88	1,88	4,88	374	36	—	2,08
145/60	145	60	8	8	8	4	19,8	15,6	585	80,7	5,43	53,6	11,9	1,65	1,50	7,32	1070	74	134	1,34
235/90	235	90	10	12	12	6	42,4	33,3	3430	292	9,00	272	40,5	2,53	2,28	6,61	6860	128	220	1,05
300/75	300	75	10	10	10	5	42,8	33,6	4930	328	10,7	145	24,2	1,84	1,50	12,6	9550	182	242	0,742
300/78	300	78	10	13	13	6,5	47,6	37,4	5860	393	11,1	209	34,7	2,10	1,80	10,8	11720	182	254	0,773
[St	Stellwerkbau-[-Eisen ([-ST)																			
121,5/35	121,5	35	5	6	6	3	9,65	7,58	193	31,7	4,47	8,50	3,20	0,938	0,85	11,0	386	70	104	1,02
196/78	196	78	13	18	18	9	49,1	38,6	2670	273	7,38	244	45,0	2,23	2,40	9,88	5340	92	190	1,81

Allgemeines

Der rechnerische Wert für a_1 und a_2 ist, wo hierfür ein Strich angegeben, nicht ausführbar; im übrigen sind für diese Abstände gerade nach oben aufgerundete Maße gewählt.
a_3 ist bei langen Stäben mit mindestens 60 bis 80 mm auszubilden, je nach Niet- oder Schraubendurchmesser in den Flanschen zwecks Erzielung einer guten und bequemen Verbindung.

Maß- und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612

Mai 1925

Z-Eisen

Abmessungen und statische Werte

Noch nicht endgültig

DIN E 1027 Entwurf 1

$b = 0{,}25\ h + 30$ mm, $t = 0{,}05\ h + 3$ „ — mit Ausnahme des Z W 7

$d = 0{,}035\ h + 3$ „, $r = t;\ r_1 = \frac{t}{2}$ — mit Aufrundung auf ½ mm

J = Trägheitsmom., W = Widerstandsmoment, i = Trägheitshalbmesser $= \sqrt{\frac{J}{E}}$ — bezogen auf die zugehörige Biegungsachse

$k_Z = \frac{F^2}{J_y}$ = Knickwert für ein Z-Eisen

$H = V \cdot tg\,\gamma$

Abmessungen, Querschnitte F und Metergewichte G

Bezeichnung Z	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t (mm)	r (mm)	r_1 (mm)	Querschnitt F cm²	G kg/m	Lage der Hauptachse y—y tg α	o_x	o_y	e_x	e_y	a_x	a_y
	Abmessungen mm									Abstände in cm von den Hauptachsen x—x und y—y					
3	30	38	4	4,5	4,5	2,5	4,32	3,39	1,655	3,86	0,58	0,61	1,39	3,54	0,87
4	40	40	4,5	5	5	2,5	5,43	4,26	1,181	4,17	0,91	1,12	1,67	3,82	1,19
5	50	43	5	5,5	5,5	3	6,77	5,31	0,939	4,60	1,24	1,65	1,89	4,21	1,49
6	60	45	5	6	6	3	7,91	6,21	0,779	4,98	1,51	2,21	2,04	4,56	1,76
8	80	50	6	7	7	3,5	11,1	8,71	0,588	5,83	2,02	3,30	2,29	5,35	2,25
10	100	55	6,5	8	8	4	14,5	11,4	0,492	6,77	2,43	4,34	2,50	6,24	2,65
12	120	60	7	9	9	4,5	18,2	14,3	0,433	7,75	2,80	5,37	2,70	7,16	3,02
14	140	65	8	10	10	5	22,9	18,0	0,385	8,72	3,18	6,39	2,89	8,08	3,39
16	160	70	8,5	11	11	5,5	27,5	21,6	0,357	9,74	3,51	7,39	3,09	9,04	3,72
18	180	75	9,5	12	12	6	33,3	26,1	0,329	10,7	3,86	8,40	3,27	9,99	4,08
20	200	80	10	13	13	6,5	38,7	30,4	0,313	11,8	4,17	9,39	3,47	11,0	4,39
W 7	70	65 80	8	10 10	10 10	5 5	18,8	14,8	1,292	7,54 7,58	1,11 1,74	2,40 1,25	2,84 3,15	6,84 6,87	1,70 2,32

Z **W 7** = Sonderprofil für den Wagenbau, dessen Schwerachsen ξ—ξ 32,6 mm von Unterkante des 80 mm-Schenkels, η—η 70,6 mm vom Ende des 80 mm-Schenkels (= 5,4 mm aus Stegmitte in Richtung dieses Schenkels) liegen.

Statische Werte

Bezeichnung Z	J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	J_ξ cm⁴	W_ξ cm³	i_ξ cm	J_η cm⁴	W_η cm³	i_η cm	k	Zentrifugalmoment $J_{\xi\eta}$ cm⁴	W_ξ cm³	$\frac{H}{V} = tg\gamma$	freier Ausbiegung zur Seite W_3 cm
	Für die Biegungsachse x—x			y—y			ξ—ξ			η—η					Bei Lotrechter Belastung V und bei Verhinderung seitlich. Ausbiegung durch H		
3	18,1	4,69	2,04	1,54	1,11	0,60	5,96	3,97	1,17	13,7	3,80	1,78	12,1	7,35	3,97	1,227	1,26
4	28,0	6,72	2,27	3,05	1,83	0,75	13,5	6,75	1,58	17,6	4,66	1,80	9,67	12,2	6,75	0,913	2,26
5	44,9	9,76	2,57	5,23	2,76	0,88	26,3	10,5	1,97	23,8	5,88	1,88	8,76	19,6	10,5	0,752	3,64
6	67,2	13,5	2,81	7,60	3,73	0,98	44,7	14,9	2,38	30,1	7,09	1,95	8,23	28,8	14,9	0,647	5,24
8	142	24,4	3,58	14,7	6,44	1,15	109	27,3	3,13	47,4	10,1	2,07	8,38	55,6	27,3	0,509	10,1
10	270	39,8	4,31	24,6	9,26	1,30	222	44,4	3,91	72,5	14,0	2,24	8,55	97,2	44,4	0,438	16,8
12	470	60,6	5,08	37,7	12,5	1,44	402	67,0	4,70	106	18,8	2,42	8,79	158	67,0	0,392	25,6
14	768	88,0	5,79	56,4	16,6	1,57	676	96,6	5,43	148	24,3	2,54	9,30	239	96,6	0,353	38,0
16	1180	121	6,57	79,5	21,4	1,70	1050	132	6,20	211	32,1	2,77	9,51	358	132	0,330	52,9
18	1760	164	7,26	110	27,0	1,82	1600	178	6,92	270	38,4	2,84	10,1	490	178	0,307	72,4
20	2510	213	8,06	147	33,4	1,95	2300	230	7,71	357	47,6	3,04	10,2	674	230	0,293	94,1
W 7	319	42,1	4,12	33,5	10,6	1,33	141	37,6	2,73	212	30,0	3,36	10,6	138	37,6	0,984	13,0

Maß- und Gewichtsabweichungen nach DIN 1612

Mai 1925

Einspruchsfrist 1. August 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Sitzungsbericht

Unterausschuß für Prüfverfahren im Schamotte-Ausschuß

Donnerstag, den 5. Februar 1925, nachmittags 5 Uhr, im Hause des Vereins Deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Sommerstrasse 4 a

Nach Eröffnung der Sitzung weist der Vorsitzende — Herr Reg.-Rat Dr. Hecht — auf verschiedene Unterlagen hin, die dem Unterausschuß eingereicht worden sind. Zwei dieser Einsendungen sind geeignet, als Programm für die bevorstehenden Verhandlungen zu dienen. Es handelt sich einmal um eine Stellungnahme des Unterausschusses für feuerfeste Werkstoffe im Werkstoffausschuß des Vereins deutscher Eisenhüttenleute (Berichterstatter Dr.-Ing. Schulz) und zum anderen um eine Aufstellung des Chemischen Laboratoriums für Tonindustrie, Berlin NW 21 (Berichterstatter Herr Dr. Hirsch).

Die Versammlung kommt zu dem Schluß, die Aufstellung des Chemischen Laboratoriums für Tonindustrie als die ausführlichere als Unterlage zur Tagesordnung zu nehmen.

Die Aufstellung umfaßt folgende Punkte:

1. Äußere Beschaffenheit, Größe, Gewicht, Klang, Gefügebeschaffenheit
2. Chemische Analyse
3. Feuerfestigkeit nach Segerkegeln (Kegelschmelzpunkt)
4. Erweichungsverhalten, insbesondere unter Belastung
5. Wasseraufnahme (Porosität)
6. Raumgewicht
7. Spezifisches Gewicht
8. Druckfestigkeit (zunächst im kalten Zustande)
9. Raum- bzw. Längenänderung beim Erhitzen (bleibende Änderung)
10. Wärmeausdehnungskoeffizient bei verschiedenen Temperaturen
11. Widerstandsfähigkeit gegen Temperaturwechsel
12. Widerstandsfähigkeit gegen verschlackend wirkende Stoffe
13. Kleingefüge
14. Abnutzung (Schleif- oder Sandstrahlversuch).

An Hand dieser Aufstellung soll die Durchsprechung der einzelnen Verfahren daraufhin erfolgen, ob sie normungsfähig sind oder nicht. Falls Normungsfähigkeit vorliegt, soll dann über die Ausführung der Prüfung selbst Klarheit geschaffen werden. Dazu sind Vorschläge von verschiedenen Seiten erwünscht. Diese Vorschläge sollen dann in einer allgemeinen Aussprache durchgesprochen und der Prüfungsvorgang selbst festgelegt werden.

Soweit es nötig erscheint, sind bei schwierigeren Untersuchungen Vergleichsversuche, die nach vorhergehender Vereinbarung an verschiedenen Stellen durchgeführt werden, vorgesehen.

Der Unterausschuß betrachtet es zunächst als seine Aufgabe, eine Einigung über gewisse normungsfähige Prüfverfahren herbeizuführen. Die Normung selbst wird also zunächst zurückgestellt.

Die folgende Durchsprechung der einzelnen Punkte der Tagesordnung hatte zunächst nur den Zweck, festzustellen, welche der vorgeschlagenen Verfahren normungsfähig sind und welche nicht.

1. Äußere Beschaffenheit, Größe, Gewicht, Klang, Gefügebeschaffenheit

Nach längerer eingehender Debatte wird Punkt 1 gestrichen als nicht normungsfähig. Es wird vorgeschlagen, diesen Punkt gegebenenfalls in die Abnahmebestimmungen aufzunehmen.

2. Chemische Analyse

Die Ansicht des Unterausschusses zu diesem Punkt kann darin zusammengefaßt werden, daß vorläufig von der Normung der chemischen Analyse Abstand genommen werden soll, aber daß zum Ausdruck zu bringen ist, daß Kieselsäure, Titanoxyd, Tonerde und Eisenoxyd bei Schamottesteinen stets, bei Silikasteinen außerdem auch noch das Calciumoxyd zu bestimmen sind. Die Mitbestimmung der Alkalien erscheint zumal bei Silikasteinen unnötig. Ferner ist in Aussicht genommen, gegebenenfalls ein bestimmtes Analysenverfahren zu empfehlen. Herr Dr. Stephan wird dem Ausschuß in Kürze eine Schnellmethode für die Analyse unterbreiten können. Es wird dann nochmals eine Aussprache über diesen Punkt zu führen sein.

Vorgeschlagen wird auch die Festlegung der einzuwägenden Menge für die Analyse. Ebenso wird ausführlich die Art der Probeentnahme besprochen, und zwar einmal die Probeentnahme aus dem Stapel und sodann die Probeentnahme aus den der Versuchsstelle zur Verfügung gestellten Musterstücken.

Über die Art der Probeentnahme wird durch Herrn Dr. Stephan und Herrn Dr. Miehr ein Vorschlag ausgearbeitet werden.

3. Feuerfestigkeit nach Segerkegeln (Kegelschmelzpunkt)

Zunächst wäre festzulegen, ob die Feuerfestigkeitsbestimmung an stückigen Proben oder mit den Segerkegeln nachgeformten Kegeln aus gepulvertem Material zu erfolgen hat. Es sind Unterschiede (nach den amerikanischen Normen) zwischen beiden Bestimmungsarten bis zu 2 Kegeln beobachtet worden, und zwar steht das Material in gemahlenem Zustande niedriger in der Feuerfestigkeit.

Auf Anregung von Herrn Dr. Hirsch soll die bestehende Vorschrift nachgeprüft werden und gegebenenfalls abgeändert werden. Das Wichtigste, nämlich die Größe der Prüfkörper, steht nach der bisherigen Vorschrift bereits fest.

Wichtig ist fernerhin die Art des Temperaturanstieges bei der Feuerfestigkeitsprüfung. Es wäre zu erwägen, ob hierüber eine Vereinbarung sich erzielen lassen würde. Selbstverständlich ist auch die Stellung des Prüfkörpers im Ofen und zu den Segerkegeln wichtig.

Herr Dr. Hirsch übernimmt es, eine Vorlage über die Feuerfestigkeitsbestimmung nach Segerkegeln auszuarbeiten.

4. Erweichungsverhalten, insbesondere unter Belastung

Die Aussprache über diesen Punkt zeigt, daß es hier noch viel zu klären gibt. Es wird aus diesem Grunde eine Sonderkommission ernannt (Prof. Endell, Dr. Hirsch, Dr. Miehr, Dr.-Ing. Schulz, Dr. Steger), die die Aufgabe hat, dem Ausschuß, soweit möglich, festumrissene Vorschläge zu machen.

Im allgemeinen läßt sich bereits folgendes sagen: Die Größe der Prüfkörper darf nicht zu groß gewählt werden. Ein Körper von 5 cm Dmr. erscheint bereits in Anbetracht der Notwendigkeit völlig einheitlicher Durchwärmung zu groß. Außerdem muß die Prüfkörpergröße in einem richtigen Verhältnis zu der Größe des Heizrohres des Ofens stehen.

Für Schamottesteine erscheint eine Belastung von 2 kg/cm² besonders vorteilhaft. Für Silikasteine ergibt sich, daß mit der Belastung nicht über 1 kg/cm² gegangen werden darf. Was die Temperaturmessung angeht, so ist das optische Pyrometer nach Holborn-Kurlbaum wesentlich besser geeignet als ein Strahlungspyrometer, z. B. das Ardometer. Am einwandfreiesten dürften Thermoelemente sein, jedoch ist bei deren Benutzung der Verschleiß an Platin unerträglich hoch.

5. Wasseraufnahme (Porosität)

Zu diesem Punkt wird Herr Dr.-Ing. Schulz einen Vorschlag einreichen. Die Mitarbeit von Herren aus der feuerfesten Industrie ist erwünscht.

6. Raumgewicht

Dieser Punkt wird zurückgestellt.

7. Spezifisches Gewicht

Hierzu wird Herr Dr. Stephan Unterlagen verschaffen. Nach Angabe besitzt er ein Verfahren, welches sich bereits seit längerer Zeit im Betrieb bewährt hat und welches neben guter Genauigkeit eine große Geschwindigkeit der Bestimmung zuläßt.

8. Druckfestigkeit (zunächst im kalten Zustande)

Die Berichterstattung über diesen Punkt übernimmt Herr Professor Burchartz. Es wird jedoch vereinbart, daß die Herren, die über Punkt 4 berichten, sich auch zu dieser Prüfung äußern.

9. Raum- bzw. Längenänderung beim Erhitzen (bleibende Änderung)

Die Berichterstattung übernimmt Herr Dr. Hirsch.

10. Wärmeausdehnungskoeffizient bei verschiedenen Temperaturen

Dieser Punkt wird zurückgestellt.

11. Widerstandsfähigkeit gegen Temperaturwechsel

Nach längerer Diskussion wird beschlossen, diesen Punkt abzusetzen. Unter anderem kommt zum Ausdruck, daß es bisher nicht in allen Fällen möglich war, das Ergebnis der laboratoriumsmäßigen Prüfung mit dem praktischen Verhalten in Übereinstimmung zu bringen.

12. Widerstandsfähigkeit gegen verschlackend wirkende Stoffe

Der Punkt wird zunächst zurückgesetzt, da Versuche über seine Normungsfähigkeit im Gange sind.

13. Kleingefüge

Wird als nicht normungsfähig gestrichen.

14. Abnutzung (Schleif- oder Sandstrahlversuch)

Wird zunächst als nicht normungsfähig gestrichen. Herr Prof. Burchartz wird jedoch das Verfahren zu den Akten geben. Es wird also hierüber nochmals zu sprechen sein.

Außerhalb der Tagesordnung wird noch über den Abschmelzversuch gesprochen, der als Ersatz der Feuerfestigkeitsbestimmung gedacht ist. Herr Dr.-Ing. Schulz wird gegebenenfalls hierüber noch Vorschläge machen.

Zum Schluß wird besprochen, daß die nächste Sitzung des Unterausschusses am 24. April 1925 stattfinden soll. Sämtliche Vorschläge, die von den verschiedenen Seiten gemacht werden, sind schriftlich an Herrn Regierungsbaumeister Sander einzureichen.

Hecht.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang **10. Juni 1925** **Nr. 6**

INHALT:

An unsere Mitarbeiter!

Um die durch die Urlaubszeit verursachten Störungen des Dienstbetriebes auf eine möglichst kurze Zeit zu beschränken. wird die

Geschäftstelle vom 6. Juli bis 1. August 1925 geschlossen.

Zur Erledigung dringender Angelegenheiten bleibt eine Auskunftstelle bestehen.

Der **Normblattvertrieb** durch den Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstr. 8, erleidet **keine Unterbrechung.**

NDI

Sitzungsberichte

Unterausschuß für gußeiserne Muffendruckrohre im Rohrleitungsausschuß

Sitzung in Berlin am 20. März 1925

Unter Vorsitz des Obmanns des Unterausschusses — Herrn Magistratsoberbaurat Schulze — wurden die aufzustellenden Vorschläge für die Muffenform für Druckrohre behandelt.

Der Vertreter der Geschäftsstelle des Normenausschusses gab einen Bericht über den augenblicklichen Stand der Fragen und berichtete, daß auf der internationalen Konferenz der Sekretäre der Normenausschüsse im Juni 1924 seitens der Vertreter des belgischen und holländischen Normenausschusses angeregt sei, die Anschlußmaße der Muffenrohre international zu normen, d. h., von der Muffe Außendurchmesser und Tiefe und vom Rohr den Außendurchmesser zu normen. Diese Anregung ist dem Verein der Gas- und Wasserfachmänner weitergeleitet, der sich mit der internationalen Normung einverstanden erklärte, wenn die deutsche Ausführung nach den Normen von 1882 zugrunde gelegt werden würde. Als Vorbereitung zu der heutigen Sitzung sind seitens der Geschäftsstelle die Schweiz, Belgien und Holland um Übermittlung der letzten Unterlagen zu dieser Frage gebeten worden. Das Ergebnis ist die Feststellung, daß die holländischen Arbeiten in enger Fühlungnahme mit Belgien durchgeführt sind und nur geringe Abweichungen gegeneinander zeigen. Belgien ist mit den Normungsarbeiten für Muffendruckrohre nahezu fertig, hat diese aber noch nicht veröffentlicht, um das Ergebnis der internationalen Beratungen vorher kennen zu lernen. Die Belgischen wie holländischen Vorschläge haben fast durchweg die gleiche Muffentiefe und Innendurchmesser, sowie Außendurchmesser der Rohre von 1882. Eine Austauschbarkeit würde sofort erzielt werden, wenn beide Länder auf die Schnur am Rohrende verzichten würden. In der Schweiz liegen positive Vorschläge noch nicht vor. Die Tschechoslowakei hat mitgeteilt, daß sie ebenfalls die Absicht hat, die Normung der Muffendruckrohre tunlichst international durchzuführen. Der tschechische Vorschlag sieht jedoch die Prager Muffe als Norm vor, weicht also von den deutschen, belgischen und holländischen Vorschlägen gänzlich ab und dürfte daher kaum Aussicht auf internationale Annahme haben.

Die anschließende Aussprache zeitigte den Beschluß:

„Als Grundlage für die weitere Behandlung der Muffenrohre wird die Norm von 1882 beibehalten."

Es wird ferner beschlossen, die Wandstärke der Rohre wie bisher unter Zugrundelegung eines Druckes bis zu 10 atm festzulegen.

Mit diesen Beschlüssen ist die bisherige Muffe von 1882 ohne Änderung angenommen.

Von der Geschäftsstelle wird die Frage aufgeworfen, ob es nicht möglich ist, wie in Holland und Belgien einige der bisher in der Tabelle von 1882 vorgesehenen Durchmesser der Muffenrohre zu streichen. Die Prüfung der Anregung hatte das Ergebnis, das folgende Innendurchmesser der Rohre (in mm) im Normblattentwurf aufgenommen werden sollen:

40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275, 300, 325, 350, 375, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700, 750, 800, 900, 1000, 1100, 1200.

Von diesen Durchmessern sollen die mit 70, 90, 175, 225, 275, 325 und 375 mm im Normblattentwurf eingeklammert werden, d. h. sie sind nach Möglichkeit nicht zu verwenden und sollen, wenn irgend möglich, für später aus der Liste der normalen Rohre herausfallen. Seitens der Normenprüfstelle wurde nachträglich noch der Antrag gestellt, die Innendurchmesser von 650 und 750 zu streichen, da für diese Nennweiten keine Armaturen vorhanden sind; sie wurden infolgedessen im veröffentlichten Entwurf mit Zustimmung des deutschen Gußrohrverbandes herausgelassen.

Es wird ferner beschlossen, an den Rohrleitungsausschuß den Antrag zu richten, die Rohre mit 325 und 375 mm Nennweite überhaupt zu streichen.

Bezüglich der Baulängen wurde vorbehaltlich der Zustimmung des Gußrohrverbandes, die inzwischen eingegangen ist, beschlossen, für die Nenndurchmesser:

40 und 50 mm eine Baulänge von 2, 2,5 und 3 m
60 „ 70 „ „ „ „ 3 und 3,5 m
80 bis 100 „ „ „ „ 3,5 und 4 m
125 mm eine Baulänge „ 4 m
150 bis 1200 mm eine Baulänge „ 4 und 5 m

als handelsüblich festzulegen.

Ferner wird beschlossen, in dem Normblattentwurf die Gewichte der Muffendruckrohre mit aufzunehmen und als Vorbild auch hier die Norm von 1882 zugrunde zu legen.

Die Geschäftsstelle wird beauftragt, einen Normblattentwurf aufzustellen und nach Vorlage beim Gußrohrverband zur Veröffentlichung zu bringen **(Entwurf siehe S. 34/35).**

Zum Schluß wurden nochmals die Gründe zusammengefaßt, die für die Beibehaltung der Muffe von 1882 maßgebend gewesen sind:

1. Die Abschrägung am Muffenboden sorgt für eine gute Zentrierung
2. Die Schnur am Rohrende ist bautechnisch nicht erforderlich, weil sie bei jedem abgekreuzten Rohr wegfällt und die Verbindung genau so dicht halten muß wie mit Schnur
3. Wenn sich Holland und Belgien entschließen könnten, die Schnur am Rohrende wegfallen zu lassen, ist die Austauschbarkeit der deutschen, holländischen und belgischen Rohre gewährleistet.

Mit der Annahme der Muffe von 1882 als deutsche Norm ist auch die Möglichkeit gegeben, die Formstücke für Muffendruckrohre zu bearbeiten. Die Halbergerhütte erklärte sich bereit, Entwürfe für die Formstücke auszuarbeiten. Die Geschäftsstelle wird der Halbergerhütte die vorliegenden belgischen und holländischen Unterlagen zustellen.

Schamotteausschuß

1. Unterausschuß für Formgebung

Sitzung in Berlin am 23. April 1925

Der Vorsitzende, Herr Reg.-Rat Dr. Hecht, begrüßte die Erschienenen und berichtete, daß seit der letzten Sitzung drei Vorschläge eingelaufen sind:

a) von Herrn Selle für den Verein für Feuerungs- und Schornsteinbau,
b) von der Firma Koppers,
c) von Herrn Ober-Ing. Fürstenau.

Herr Selle hat Normalformen für Wölbsteine berechnet, die für Kesseleinmauerungen bestimmt sind. Die Firma Koppers empfiehlt für den Normalstein die Abmessungen 250 × 123 × 73 mm, also in Breite und Dicke 1 mm Unterschied gegenüber dem Beschluß vom 5. Februar 1925. Herr Ober-Ing. Fürstenau überreichte einen Entwurf zur Normung der Schamottesteine für Kupolöfen.

Nach einer kurzen allgemeinen Besprechung dieser Vorschläge, die sich vor allem darum drehte, ob die früher angenommene Größe des Normalsteines beibehalten werden soll, wurden die Berichte der einzelnen Gruppenleiter entgegengenommen.

Vertreter der Zementindustrie, der keramischen, chemischen und Glasindustrie fehlten in der Sitzung. Mit diesen Gruppen soll zunächst schriftlich weiter verhandelt werden.

Für die Kalkindustrie berichtete Herr Dr. Hirsch, daß eine Umfrage eingeleitet ist, die bis zur nächsten Sitzung ergeben dürfte, ob für die Kalköfenausmauerung ein allgemeiner Wunsch zur Normung besteht.

Für die Eisenindustrie erklärte Herr Dr. Lange in Anlehnung an seine früheren Mitteilungen, daß von den Verbänden leider keine Vorschläge für die Normung irgendwelcher feuerfesten Steine gemacht werden könnten. Daraufhin bezeichnete Herr Dr. Schultz,

Noch nicht endgültig

Muffendruckrohre
bis Nenndruck 10

Rohrleitungen

DIN
Entwurf 1
E 2031 Bl. 1

Einspruchsfrist 1. August 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Bezeichnung eines Muffendruckrohres von Nennweite D = 100 mm und Baulänge L = 4 m: Muffendruckrohr 100 × 4 DIN 2031.

mm

Nennweite = Innendurchmesser D	Rohr			Muffe										
	Außendurchmesser D_1	Wanddicke s	Bau-Länge L · m	D_2	D_3	D_4	1,4 s = s_1	7 + 2 s = a	b	L_1	$L_1 - 35 = L_2$	L_3	1,5 s = L_4	b + s_1 = r
40	56	8	2 2,5 3	70	92	116	11	23	7	74	39	62	12	18
50	66	8	2,5 u. 3	81	103	127	11	23	7,5	77	42	65	12	18,5
60	77	8,5	3 u. 3,5	92	116	140	12	24	7,5	80	45	67	13	19,5
(70)	87	8,5		102	126	150	12	24	7,5	82	47	69	13	19,5
80	98	9	3,5 u. 4	113	138	163	12,5	25	7,5	84	49	70	14	20
(90)	108	9		123	148	173	12,5	25	7,5	86	51	72	14	20
100	118	9		133	159	183	13	25	7,5	88	53	74	14	20
125	144	9,5	4	159	186	211	13,5	26	7,5	91	56	77	14	21
150	170	10	4 u. 5	185	213	239	14	27	7,5	94	59	79	15	21,5
(175)	196	10,5		211	240	267	14,5	28	7,5	97	62	81	16	22
200	222	11		238	269	296	15	29	8	100	65	83	17	23
(225)	248	11,5		264	296	324	16	30	8	100	65	83	17	24
250	274	12		291	325	353	17	31	8,5	103	68	84	19	25,5
(275)	300	12.5		317	352	381	17,5	32	8,5	103	68	84	19	26
300	326	13		343	379	409	18	33	8,5	105	70	85	20	26,5
(325)	352	13,5		369	407	437	19	34	8,5	105	70	85	20	27,5
350	378	14		395	434	465	19,5	35	8,5	107	72	86	21	28
(375)	403	14		421	461	491	20	35	9	107	72	86	21	29
400	429	14,5		448	489	520	20,5	36	9,5	110	75	88	22	30
450	480	15		499	541	573	21	37	9,5	112	77	89	23	30,5
500	532	16		552	597	630	22,5	39	10	115	80	91	24	32,5
550	583	16,5		603	649	683	23	40	10	117	82	92	25	33
600	634	17		655	703	737	24	41	10,5	120	85	94	26	34,5
700	738	19		760	813	850	26,5	45	11	125	90	96	29	37,5
800	842	21		866	925	964	29,5	49	12	130	95	98	32	41,5
900	945	22,5		970	1033	1074	31,5	52	12,5	135	100	101	34	44
1000	1048	24		1074	1141	1184	33,5	55	13	140	105	104	36	46,5
1100	1152	26		1178	1251	1296	36,5	59	13	145	110	106	39	49,5
1200	1256	28		1282	1360	1408	39	63	13	150	115	108	42	52,2

Werkstoff: Gußeisen
Gewichte siehe DIN 2031 Bl. 2
Druckstufen siehe DIN 2002

Juni 1925 Fachnormenausschuß für Rohrleitungen

Saarau, eine einseitige Behandlung seitens der Hersteller der feuerfesten Waren erst recht als unmöglich. Durch vermittelnde Einwirkung des Herrn Dr. Hirsch gelang es jedoch, die feuerfeste Gruppe umzustimmen. Herr Dr. Kassel übernahm die Aufgabe, durch Umfrage bei den feuerfesten Fabriken festzustellen, welche Steinsorten für die Eisenindustrie vorwiegend geliefert werden, um danach eine Liste zusammenzustellen, die den Vertretern der Eisenindustrie unterbreitet werden soll.

Der Vorschlag des Herrn Ob.-Ing. Fürstenau für Kupolofensteine war noch zu jung, so daß die einzelnen Gruppen ihn bisher nicht hatten prüfen können. Es soll erst abgewartet werden, welche Aufnahme er bei den Gießereifachleuten und der feuerfesten Industrie findet.

Herr Prof. Terres berichtete für die Gas-, Koks- und Leuchtgasindustrie, daß eine Umfrage sehr verschiedenartiges Material ergeben habe. Es sind daraufhin gemeinschaftliche Besprechungen, einerseits im Westen, andererseits in Berlin, vorgesehen, nach denen dann endgültige Vorschläge vorgelegt werden sollen.

Für die chemische Industrie soll noch einmal mit Herrn Dir. Dr. Buchner verhandelt werden, außerdem die Interessengemeinschaft der großen chemischen Fabriken interessiert werden.

Für das Gebiet des Ofen- und Feuerungsbaues erläuterte Herr Selle seine Vorschläge. Da die von der Firma Koppers vorgeschlagene geringe Abänderung des Normalsteines von verschiedenen Seiten als zweckmäßig angesprochen wurde und Herr Forster sie für die Ofenbauer als glatt annehmbar bezeichnete, wurde beschlossen, daß die Herren Forster und Selle versuchen sollten, beide Vorschläge zusammenzuarbeiten und konstruktiv für die Nebenformen durchzubilden.

In der Metallhüttenindustrie hatte Herr Dr. Nugel eine Umfrage zunächst über den Normalstein veranstaltet, die Zustimmung ergeben hat. Außerdem sind Wünsche wegen geringerer Toleranzen, besonderer Keilsteine und einiger Nebenformen aufgetaucht. Es wurde deshalb beschlossen, daß auch dieser Gruppe zunächst die Vorschläge der Ofenbaugruppe unterbreitet werden sollen.

Die nächste Sitzung wurde auf Donnerstag, den 24. Sept. festgesetzt. Die Vorschläge, die nach dem Verlauf dieser Sitzung zu machen sind, sollen bis zum 20. Juni beigebracht werden.

Noch nicht endgültig

Muffendruckrohre

Gewichte

Rohrleitungen

DIN
Entwurf 1
E 2031 Bl 2

kg

Nennweite = Innendurchmesser D mm	≈ Gewicht für die Berechnung der Meterpreise	Rohr mit Muffe				1 m Rohr mit Muffe				Muffe	1 m Rohr ohne Muffe
		Baulänge m	Gewicht	Baulänge m	Gewicht	Baulänge m	Gewicht	Baulänge m	Gewicht		
40	10	2 2,5	20,18 24,56	3	28,93	2 2,5	10,09 9,83	3	9,65	2,68	8,75
50	12	2,5	29,57	3	34,85	2,5	11,83	3	11,62	3,14	10,57
60	15	3	43,67	3,5	50,30	3	14,56	3,5	14,37	3,89	13,26
(70)	16,5	3	49,95	3,5	57,55	3	16,65	3,5	16,44	4,35	15,20
80	20	3,5	68,93	4	78,05	3,5	19,69	4	19,51	5,09	18.24
(90)	22	3,5	76,72	4	86,86	3,5	21,92	4	21,72	5,70	20,29
100	24	3,5	84,39	4	95,96	3,5	24,11	4	23,89	6,20	22,34
125	32	4	124,06	—	—	4	31,01	—	—	7,64	29,10
150	40	4	155,65	5	192,09	4	38,91	5	38,42	9,89	36,44
(175)	48	4	189,44	5	233,80	4	47,36	5	46,76	12,00	44,36
200	58	4	225,85	5	278,71	4	56,47	5	55,74	14,41	52,86
(225)	68	4	264,69	5	326,64	4	66,17	5	65,38	16,89	61,95
250	76	4	306,05	5	377,66	4	76,51	5	75,54	19,61	71,61
(275)	87	4	349,91	5	431,76	4	87,48	5	86,36	22,51	81,85
300	99	4	396,50	5	489,18	4	99,13	5	97,84	25,78	92,68
(325)	111	4	445,15	5	549,23	4	111,29	5	109,85	28,83	104,08
350	124	4	496,51	5	612,58	4	124,13	5	122,52	32,23	116,07
(375)	133	4	530,43	5	654,47	4	132,61	5	130,90	34,27	124,04
400	147	4	586,71	5	723,60	4	146,68	5	144,72	39,15	136.89
450	170	4	680,38	5	839,25	4	170,10	5	167,85	44,90	158,87
500	202	4	806,64	5	994,68	4	201,66	5	198,94	54,48	188,04
550	228	4	913,94	5	1126,84	4	228,49	5	225,37	62,34	212,90
600	257	4	1026,75	5	1265,65	4	256,69	5	253,13	71,15	238,90
650	295	4	1178,54	5	1452,40	4	294,64	5	290,48	83,10	273,86
700	336	4	1342,64	5	1653,79	4	335,66	5	330,76	98,04	311,15
750	379	4	1514,33	5	1865,09	4	378,58	5	373,02	111,29	350,76
800	425	4	1700,03	5	2092,72	4	425,01	5	418,55	129,27	392,69
900	513	4	2051,21	5	2523,77	4	512,80	5	504,80	160,17	472,76
1000	609	4	2435,03	5	2994,79	4	608,76	5	598,96	195,99	559,76
1100	728	4	2911,00	5	3577,81	4	727,75	5	715,57	243,76	666,81
1200	857	4	3427,10	5	4210,25	4	856,78	5	842,06	294,50	783,15

Werkstoff: Gußeisen
Rohrabmessungen siehe DIN 2031 Bl 1

Juni 1925 Fachnormenausschuß für Rohrleitungen

Einspruchsfrist 1. August 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

2. Unterausschuß für Prüfverfahren

Sitzung in Berlin am 24 April 1925

Der Vorsitzende, Reg.-Rat Dr. Hecht, weist nach Eröffnung daraufhin, daß Prof. Burchartz verhindert ist. Als sein Vertreter erschien Dipl.-Ing. Krüger.

Die einzelnen Berichterstatter haben ihre Berichte schriftlich ausgearbeitet und an die Anwesenden verteilt.

Es wird sodann in die Tagesordnung eingetreten.

1. a) **Chemische Analyse, Probenahme**

Berichterstatter Dr. Miehr und Dr. Stephan

Der Inhalt des Vorschlages für die Probeentnahme ist kurz folgender:

Es werden willkürlich drei Steine aus dem Stapel gezogen. Von jedem Stein ist die Hälfte auf 1 mm zu körnen und bei 100° bis 105° zu trocknen. Bei kleineren Formsteinen verfährt man ebenso. Größere Steine sind zu halbieren und aus der Bruchfläche Proben auf geeignete Art zu entnehmen. Die Brennhaut ist mit zu berücksichtigen und Unreinlichkeiten, wie Sand, zu entfernen durch Abbürsten mit einer Stahldrahtbürste.

Über die Art der willkürlichen Entnahme einzelner Steine entspinnt sich eine längere Besprechung. Unter anderm wird vorgeschlagen, eine Ortsbestimmung einzuführen, indem gesagt wird, daß z. B. der x. Stein aus der x. Reihe entnommen wird. Weiterhin kommt zum Ausdruck, daß die Menge des Probematerials, das zur Bildung eines Durchschnittsmusters entnommen wird, in Beziehungen zur Materialmenge stehen muß, die geprüft werden soll. Z. B. sollen genommen werden pro 1000 Steine ein Stein, mindestens aber drei Steine. Bei Formsteinen führen diese Angaben zu Schwierigkeiten. Man richtet sich hier besser nach Gewichtsprozenten. Gegen die Angabe von Gewichtsprozenten wird der Einwand erhoben, daß bei Formsteinen durch Abschlagen an einer größeren Anzahl von Steinen großer Schaden angerichtet werden kann.

Zuletzt ergibt sich folgende Aufstellung: Von Normalsteinen oder von Steinen bis zu 10 kg Stückgewicht werden pro 1000 Stück ein Stein, mindestens jedoch drei Steine entnommen; bei größeren Formsteinen ist ein Tausendstel des Gewichtes zu entnehmen. Die endgültige Formulierung übernehmen Dr. Miehr, Dr. Stephan und Dr. Knuth.

1. b) **Analyse**

Berichterstatter Dr. Stephan

Im einzelnen werden die Bestandteile bekanntgegeben, die bei Schamotte-, Silika- und Magnesitsteinen zu bestimmen sind. Bei Silikasteinen erscheint die Bestimmung des Titangehaltes überflüssig. Für Magnesitsteine ergibt die Diskussion, daß man neben Magnesiumoxyd auch dem Gehalt an Kieselsäure, Kalk, Tonerde und Eisen Bedeutung beimessen muß. Kohlenstoffsteine sollen vorläufig als selten ausgelassen werden.

Dr. Stephan liest die von ihm ausgearbeitete Analysen-Schnellmethode vor.

Die anschließende Diskussion führt ins einzelne und soll in einem Sonderausschuß unter den Chemikern direkt fortgesetzt werden. An verschiedenen Stellen sollen Versuche gemacht werden, inwieweit gewisse Vernachlässigungen der angegebenen Methode als aufgehoben angesehen werden können durch den Zeitgewinn, den die Methode gestattet.

2. **Feuerfestigkeit nach Segerkegeln**

Berichterstatter Dr. Hirsch

Zunächst wird festgestellt, daß von einer Bestimmung der Feuerfestigkeit an gepulvertem Material abzusehen ist. Über die Frage, ob der Deville-Ofen als Standardofen neben dem jetzt meist gebräuchlichen elektrischen Widerstandsofen in die Normen aufgenommen werden soll, soll ein Rundschreiben in der feuerfesten Industrie verbreitet, und sozusagen eine Abstimmung über diesen Punkt herbeigeführt werden. Im übrigen wird der Vorschlag angenommen, im einzelnen sind nur einige formale Änderungen notwendig. Dr. Hirsch wird mit der Ausarbeitung des Normblattes betraut.

3. **Erweichungsverhalten, insbesondere unter Belastung**

Berichterstatter Dr.-Ing. Schulz, im Auftrag des eingesetzten Sonderausschusses

Die Arbeiten des Sonderausschusses haben folgendes Ergebnis gezeitigt:

a) Prüfkörper

Zylinder 50 mm Höhe und 10 qcm Durchmesser, d. h. Durchmesser 35,7 mm.

b) Ofen

Kohlegrieswiderstandsofen mit mindestens 100 mm lichtem Durchmesser des Ofenrohres. Die Länge der Heizzone soll mindestens 150 mm betragen.

c) Belastung

Für Silikasteine 1 kg/qcm, für Schamottesteine 2 kg/qcm, für Magnesitsteine vorläufig offen gelassen.

d) Maschine

Die Maschine hat folgenden Anforderungen zu genügen:

1. senkrechte Druckbelastung
2. rechtwinkliges Koordinatensystem der Aufzeichnung
3. Möglichkeit der Zusammendrückung der Prüfkörper bis 40% der ursprünglichen Größe wünschenswert
4. die Druckübertragung erfolgt durch Kohlestempel.

Über die Übersetzung der Zeigerübertragung wird nichts festgelegt.

e) Temperaturmessung

Ausschließlich mit Holborn-Kurlbaum-Pyrometer,

1. durch ein horizontal von außen in den Ofen eingeführtes Beobachtungsrohr von maximal 10 mm lichter Weite, das durch ein totalreflexierendes Prisma luftdicht abgeschlossen ist
2. durch Anvisieren von der oberen Ofenöffnung aus.

Die Innenmessung durch den Kohlestempel hindurch wird also fallen gelassen. Es soll ausschließlich von außen entweder nach 1. oder nach 2. gemessen werden.

f) Temperatursteigerung

Nach eingehender Besprechung wird für die Schamotte- und Magnesitsteine ein Temperaturanstieg von 10° in der Minute festgelegt. Für Silikasteine ist bis 800° mit 5° in der Minute zu arbeiten, oberhalb 800° ebenfalls mit 10° in der Minute.

Sowohl Dr. Miehr als auch das Tonindustrielaboratorium arbeiten seit langem mit gutem Erfolg mit 10° in der Minute. In Anbetracht der schnellen Durchführung der Erweichungsversuche erscheint es durchaus angebracht, diesen seit langem bewährten Temperaturanstieg festzuhalten.

g) Bestimmung

Die Ergebnisse des Erweichungsversuches sind nach folgenden Gesichtspunkten auszuwerten:

1. Beginn des Absinkens nach Temperatur- und prozentualer Längenänderung des Prüfkörpers
2. Beginn des senkrechten Abfalls nach Temperatur- und prozentualer Längenänderung des Prüfkörpers
3. der Wert 2—1 als Temperaturbereich für die Standfestigkeit nach dem Beginn des Absinkens.

Als Anmerkung soll hier zugefügt werden, daß der Temperaturbereich nur bei Schamottesteinen von Wichtigkeit ist.

Der Sonderausschuß ist erweitert worden durch Zuwahl von Dr. Stephan und Dr. Knuth.

4. **Wasseraufnahme (Porosität)**

Berichterstatter Dr.-Ing. Schulz

Der Punkt wird abgesetzt, da zur Zeit mehrere Verfahren erprobt werden.

5. **Spezifisches Gewicht**

Berichterstatter Dr. Stephan

Die Bestimmung des spezifischen Gewichtes kommt vor allem für Silikamaterial in Frage. Als hauptsächliche Verfahren kommen in Frage

1. das pyknometrische und
2. das volumetrische Verfahren,

die im einzelnen noch nachzuprüfen sind. Dr. Miehr teilt mit, daß er noch ein weiteres Verfahren bearbeitet, welches er bis zur nächsten Sitzung bekanntgibt. Dr. Stephan will auch noch besonderen Bericht erstatten. Die vergleichenden Versuche sollen durch einen Sonderausschuß erledigt werden. Die Leitung übernimmt Dr.-Ing. Schulz, der auch die Materialverteilung vornimmt. Der Punkt wird also zurückgestellt, bis weitere Ergebnisse vorliegen.

6. **Druckfestigkeit** (zunächst im kalten Zustande)

Berichterstatter Prof. Burchartz

Es werden zwei Methoden erwähnt, einmal die Prüfung an würfelähnlichen Probekörpern, die durch Aufeinandermauerung der beiden Steinhälften entstanden sind, und außerdem die Prüfung an ausgebohrten Zylindern von 5 cm Höhe und 5 cm Durchmesser. Die Würfelmethode soll einwandfreiere Ergebnisse zeitigen als die Zylindermethode, besonders bei der Prüfung von nicht ganz fehlerfreien Steinen. Über die Genauigkeit beider Methoden sind praktische Versuche anzustellen. Die anschließende Besprechung zeigt, daß der Druckfestigkeit im kalten Zustande nur eine unwesentliche Bedeutung für feuerfeste Erzeugnisse zufällt. Der Vorschlag wird angenommen, aber als bedeutungslos zurückgestellt.

7. **Raum-, bzw. Längenänderung beim Erhitzen** (bleibende Aenderung)

Berichterstatter Dr. Hirsch.

Die Bestimmung der bleibenden Längenänderung an rechtwinklig begrenzten Körpern mit zwei planparallelen Flächen bietet keine Schwierigkeiten. Festzulegen wäre die Form bzw. Größe der Prüfkörper, sodann die Brenntemperatur und die Brenndauer. Es sollen möglichst sechs einzelne Brände durchgeführt werden. Für unregelmäßig begrenzte Körper kommt die Prüfung auf volumetrische Messung hinaus. Eine größere Besprechung schließt sich an über die Frage: Wie und wo man die Prüfkörper zu brennen hat. Hierüber sollen noch Versuche angestellt werden. Dr. Miehr teilt mit, daß eine Brenndauer von zwei Stunden im elektrischen Ofen etwa einer Brenndauer von drei Tagen im Tunnelofen entspricht. Sodann wird über die Genauigkeit des Segervolumeters gesprochen und über die Genauigkeit der Quecksilbermethode. Die Arbeiten über diese Methode sind in Verbindung mit der Porositätsbestimmung auszuführen.

Vor der Festlegung von Bedingungen sollen erst Versuche durch den besonderen Unterausschuß durchgeführt werden.

8. **Abnutzung** (Schleif- oder Sandstrahlversuch)

Berichterstatter Prof. Burchartz

Es wird über den Sandstrahlversuch und über den Abnutzbarkeitsversuch auf der Böhmeschen Schleifmaschine berichtet. Bedenken, die gegen die Angaben des Namens „Böhme'sche Schleifmaschine" auftauchen, werden dahingehend zerstreut, daß gesagt wird, daß mit dieser Bezeichnung nicht ein gewisses Fabrikat, sondern ein Maschinentyp gemeint ist. Als Nachteil der Abnutzbarkeitsprüfung durch Schleifen wird erwähnt, daß der Schmirgel nicht genormt ist, dagegen der Gebläsesand. Dagegen wird geltend gemacht, daß Schmirgel ohne weiteres zu normen ist, gegebenenfalls wäre von künstlichen Schleifmitteln auszugehen und gewisse Siebgrenzen anzugeben. Außerdem erscheint die Höhe der Belastung und die Zeitdauer der Umdrehungen noch nicht genügend festgelegt.

Auch dieses Prüfverfahren wird für die feuerfeste Industrie von nicht allzu großer Bedeutung sein. Vergleichende Versuche sollen noch durchgeführt werden.

9. **Besprechung sonstiger die Normen angehender Fragen**

Zu diesem Punkt berichtet Dr. Miehr über einen Vorschlag, die Bezeichnung der Segerkegel zu ändern und diese so zu gestalten, daß die ziffernmäßige Benennung unmittelbar auf den Temperaturgrad nach Celsius hinweist. Dagegen wurde eingewandt, daß die Segerkegel nicht unmittelbar einer bestimmten Temperatur entsprechen und auf die Verwirrung, die in der Literatur verursacht werden könnte, hingewiesen. Die Mehrheit war jedoch für die Umbenennung. Da aber die an feuerfesten Stoffen interessierten Kreise nur einen kleinen Teil der Verbraucher für Segerkegel darstellen, wurde als unerläßlich anerkannt, daß erst in den rein keramischen Verbraucherkreisen eine Umfrage stattzufinden hätte. Zu deren Vornahme soll die Deutsche Keramische Gesellschaft in Anspruch genommen werden.

10. **Verschiedenes**

Zu Punkt 10 liegt nichts vor.

11. Die nächste Sitzung wird auf Freitag, dem 25. September 1925 festgelegt. Als Termin für die Einsendung der verschiedenen heute besprochenen Unterlagen und Ausarbeitungen wird der 20. Juni 1925 festgesetzt.

Hirsch.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang | 3. Juli 1925 | Nr. 7

INHALT:

Sitzungsberichte

1. Tagung des Fachnormenausschusses für den Bergbau

am 15. und 16. April 1925 im Hause des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin, Sommerstraße 4a

Die Tagung wurde eröffnet unter Leitung des Obmannes — Direktor Hussmann — durch eine Besprechung der Obmänner und Gruppenführer des Faberg über Organisationsfragen. Direktor Hussmann wies einleitend darauf hin, daß die Normung bergbaulicher Gegenstände dem Verein für die bergbaulichen Interessen in Essen und die ihm angeschlossenen Zechen des Ruhrbezirks schon seit langer Zeit beschäftigt hat. Manche Normen, wie die für Grubenschienen und Rohre, seien sogar schon einige Jahre vor dem Krieg veröffentlicht worden. Nach dem Kriege wurden die Arbeiten allmählich wieder aufgenommen, mußten aber infolge der arbeitshemmenden Ereignisse besonders während der Besetzung des Ruhrgebietes durch Franzosen und Belgier mehrfach längere Zeit unterbrochen werden, bis dann im vorigen Jahr der Fachnormenausschuß für den Bergbau ins Leben gerufen wurde, um die vor Kriegsausbruch begonnenen Arbeiten fortzusetzen und weitere wirtschaftlich notwendige Arbeiten aufzugreifen. Die bisher eingeleiteten Arbeiten sind teilweise äußerst tatkräftig gefördert, so daß er der Hoffnung Ausdruck gibt, unter Mithilfe aller im Bergbau tätigen Kreise zum Segen des deutschen Bergbaus die Normung restlos durchführen zu können.

Nach einem kurzen Überblick über die Organisation und Arbeitsweise des NDI wird eine Klärung der noch offenstehenden Fragen über die Gliederung und das Arbeitsprogramm des Faberg herbeigeführt.

Die Richtlinien für die Durchführung der Arbeiten sind in einem Entwurf zu einer Geschäftsordnung des Fachnormenausschusses für den Bergbau verarbeitet, der sich auf die Leitsätze für Obmänner der Arbeitsausschüsse des NDI und die Leitsätze für die Fachnormenausschüsse stützt. Die Geschäftsordnung wurde beraten und angenommen. Die inzwischen eingesetzten und zu praktischer Arbeit übergegangenen Arbeitsausschüsse wurden bestätigt. Danach umfaßt der Faberg folgende Ausschüsse:

- Grubenschienen
- Grubenbahnspurweiten
- Förderwagen
- Preßluft- und Berieselungsrohrleitungen
- Preßluft- und Berieselungsrohrarmaturen
- Anschlüsse für kleine Preßluftmaschinen
- Wetterlutten
- Schüttelrutschen
- Grubengezähe
- Wasserhaltungsmotoren
- Preßluft- und elektrische Förderhäspel
- Elektrische Grubenbahnen unter Tage
- Elektrische Grubenbahnen über Tage
- Baggerersatzteile
- Kettenbahnmotoren.

Die Verteilung der Arbeiten auf den

- Steinkohlen-,
- Braunkohlen-,
- Kali- und Erzbergbau

wird genehmigt und die zur Durchführung dieser Arbeiten in den einzelnen Gruppen bestellten Herren bestätigt.

Als Richtlinie für die Bearbeitung der Normungsfrage wird vorgeschlagen, die Arbeitsausschüsse der Gruppen nicht zu groß zu wählen, um die Aktionsfähigkeit der Gruppen nicht zu beeinträchtigen. Es wird festgestellt, daß der Braunkohlenbergbau bereits in diesem Sinne mit gutem Erfolg arbeitet. Die Arbeiten im Ruhrbezirk sind infolge der Ruhrbesetzung und des passiven Widerstandes und der damit verbundenen wirtschaftlichen Sorge der Zechen noch nicht so in Fluß gekommen, wie es im Braunkohlenbergbau der Fall ist. Eine intensivere Bearbeitung der Normenvorschläge wird jedoch allgemein als wünschenswert bezeichnet und von den Gruppen zugesagt. Der Arbeitsgang wird nochmals besprochen und festgelegt, daß die Betreuung der Arbeitsausschüsse in den Händen der Obmänner liegt, die ihrerseits dafür Sorge zu tragen haben, daß sämtliche Gruppen über den jeweiligen Stand der Arbeiten auf dem Laufenden gehalten werden und die zur Erledigung der Arbeiten gestellten Termine einhalten. Für diese Termineinhaltung sollen die Gruppenführer verantwortlich sein. Die Arbeiten der Gruppen fließen wieder beim Obmann zusammen, der sie, wenn er sie für spruchreif hält, einer gemeinsamen Sitzung zur Genehmigung unterbreitet und die Ergebnisse dieser Aussprache dann dem Normenausschuß zur Veröffentlichung zuleitet.

Im Anschluß an diese Aussprache fand zunächst eine Vorbesprechung im Kreise der Mitglieder des Faberg, und nach Abschluß dieser eine Sitzung des Arbeitsausschusses für Feld- und Grubenbahnmaterial statt. Die eingehende Aussprache, der die in der Baunormung Nr. 11 vom 10. Nov. 24 veröffentlichten Entwürfe für Schienen zugrunde lagen, hatte folgendes Ergebnis:

„Die 65er, 70er und 80er Schienen wurden in den vorgeschlagenen Abmessungen als Normen anerkannt, wobei besonders darauf hingewiesen wurde, daß die Laschen sowohl für die 65er als auch für die 70er Schiene gleich seien, was für viele Betriebe von großer Wichtigkeit ist.

Der Wunsch, die Laschenbolzenmuttern durch federnde Unterlagscheiben zu sichern, wurde nur für die größeren Schienen von 93 mm Höhe an aufwärts für notwendig erachtet. Geeignete Vorlagen hierfür sollen zur Begutachtung vorbereitet werden.

Auf Wunsch der Firma Dyckerhoff & Wiedmann A.-G.-Bieberich a. Rh. ist das Profil Preußen 11 als für die Normung geeignet und wünschenswert erachtet worden. Für dieses Profil wird ein besonderes Normblatt mit allen Einzelheiten herausgegeben werden.

Ferner wurde darauf hingewiesen, daß das Normblatt für Schienen und Schienenverbindungen die Bolzen mit Sechskantkopf nicht mehr enthalten sollen, weil es genügt, wenn in der Fußnote auf die Verwendung von rohen Sechskantschrauben hingewiesen wird. Dieser Hinweis reicht vollkommen aus, da die für die Verbindung der Schienen nötigen Sechskantschrauben genormt sind.

Weiter wurde der Hinweis als berechtigt anerkannt, daß die Lochungen der Schienen durchweg rund und die Lochungen der Laschen oval ausgeführt werden sollen. Einige Wünsche bezüglich der Größe der Löcher sind als berechtigt angesehen worden; sie werden in den neuen Normblättern berücksichtigt werden.

Ebenso wurden einige Wünsche wegen der Länge der Schienen laut, die gleichfalls in den neuen Normblättern Aufnahme finden sollen. Es betrifft dies die 80er Schiene, die nach den bisherigen Normen in 5 und 7 m Länge hergestellt werden sollte und für welche jetzt die Längen von 5, 7 und 9 m vorgeschlagen wurde. Dasselbe bezieht sich auf die 93er und 100er Schienen.

Es wurde ferner gewünscht und als berechtigt anerkannt, die Belastungen nicht für die Schwellenabstände 600, 750 und 1000 mm, sondern 600, 800 und 1000 mm zu errechnen und in die Normblätter einzutragen.

Außerdem wurde darauf hingewiesen, daß die 93er und 100er Schienen eine Stegstärke haben, welche dem Profil nicht entspricht. Es wurde daher beschlossen, daß die 93er Schiene ebenso wie die 100er Schiene eine Stegstärke von 10 mm erhalten soll. Das genaue Profil für diese Schienen wird in dem neuen Normblatt berücksichtigt werden.

Der Vorschlag, die Biegungsspannung von 1000 kg/cm² auf 1200 kg/cm² zu erhöhen, ist mit Rücksicht auf den Stoßzuschlag fallen gelassen worden.

Für die Abraumschienen sind die von Herrn Professor Kammerer vorgeschlagenen Laschenverbindungen für die Schienen Preußen 6, Sachsen VI und Preußen 45 und 49 gutgeheißen worden. Es soll aber

mit den Walzwerken eine Verständigung über das Abwalzen dieser Laschen, die durchweg Flachlaschen sind, herbeigeführt werden. Desgleichen sollen Flachlaschen für die Schienenprofile 100 und 115 vorgesehen werden, worüber gleichfalls mit den Walzwerken eine Verständigung herbeizuführen ist."

Am Nachmittag des gleichen Tages fanden zwei Sitzungen statt, in denen

1. die Normung der Berieselungs- und Preßluft-Rohrleitungen und Armaturen, und
2. die Normung der Baggerersatzteile

behandelt wurden.

Einleitend wird vom Obmann des zuerst genannten Ausschusses — Herrn Direktor Hussmann — erklärt, daß der Bergbau bereit ist, auf dem Gebiete der Rohrleitungsarmaturen die Rohrleitungsnormen des NDI zu übernehmen. Der Vertreter der Geschäftsstelle weist an Hand der vorliegenden Arbeiten des Rohrleitungsausschusses nach, daß mit den für den Bergbau ausgewählten Rohren überall auszukommen ist und begrüßt es, daß auch vom Bergbau die Anregung nunmehr gekommen ist, starkwandige Gasrohre zu normen, nachdem schon von der Schiffbauindustrie, der Heizungsindustrie, dem Lokomotiv- und Wagenbau dergleichen Anträge vorliegen. Er ersucht den Faberg, in dieser Frage jedoch nicht allein, sondern zusammen mit den übrigen Gruppen bei der Durchführung dieser Arbeiten vorzugehen. Die aus den Normen des Rohrleitungsausschusses ausgewählten Rohre werden auf die Nenndurchmesser 13, 20, 25, 50, 80, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 350 und 400 beschränkt unter Zulassung der Beanspruchung für Preßluft bis 10 at und von 13—100 mm Nennweite auch für Wasser bis 20 at. Das Ergebnis der Beschlüsse der Einzelverhandlungen sowohl für Rohrleitungen wie auch für Armaturen ist in nachstehenden zwei Tabellen niedergelegt:

Loser Flansch mit Aufschweißbund nach neuesten Entwürfen der Blätter DIN 2163 für Nenndruck 6 und (unterhalb des Strichs) DIN 2165 für Nenndruck 10.

mm

Nennweite	Äußerer Rohrdurchmesser	Flanschdurchmesser	Flanschlochdurchmesser	Flanschdicke	Lochkreisdurchmesser	Bunddurchmesser	Bunddicke	Schrauben Anzahl	Schrauben Gewinde	Schrauben Lochdurchmesser	Für Nenndruck
20	23,5	90	27	10	65	50	10	4	M 10	11,5	6
25	30,5	100	34	12	75	60	12	4	M 10	11,5	
50	57	140	57	12	110	90	14	4	½"	15	
80	89	190	94	14	150	128	16	4	⅝"	18	
100	108	210	113	14	170	148	16	4	⅝"	18	
125	133	240	138	14	200	178	18	8	⅝"	18	
150	159	265	164	14	225	202	18	8	⅝"	18	
200	216	340	222	20	295	268	24	12	¾"	22	10
250	267	395	273	22	350	320	24	12	¾"	22	
300	318	445	324	24	400	370	26	12	¾"	22	
350	368	505	374	28	460	430	26	16	¾"	22	
400	420	565	426	32	515	480	26	16	⅞"	25	

mm

Für Druckstufen (ND 1 — ND 32) Neuester Entwurf DIN 2051 Flußstahlrohre nahtlos			Für Druckstufen (ND 1 — ND 25) früher E 2052 Flußstahlrohre geschweißt				Für Druckstufen ND 25 Neuester Entwurf DIN 2054 Flußstahlrohre wassergasgeschweißt		
Nennweite	Außendurchmesser	Wanddicke	Handelsübliche Nennweite	Zugelassene Nennweite der Armaturen	Außendurchmesser des Rohres (handelsüblich)	Ungefähre Wanddicke des Rohres (handelsüblich)	Nennweite	Außendurchmesser	Wanddicke
13	17	2	½"	13	21,5	3,5	350	368	9
20	23,5	2	¾"	20	27	3,5	400	420	10
25	30,5	2,5	1"	25	34	4			
50	57	2,75							
80	89	3,25							
100	108	3,75							
125	133	4							
150	159	4,5							
200	216	6,5							
250	267	7							
300	318	8							
350	368	8							
400	420	9							

Nach Einigung des Bergbaues mit dem Schiffsbau, der Heizungsindustrie und des Lokomotiv- und Wagenbaues sollen diese Rohre zur Normung vorgeschlagen werden.

In dem Ausschuß für Normung von Baggerersatzteilen werden:

1. die vorliegenden einheitlichen Bezeichnungen und Sinnbilder für Eimerketten und Baggertypen besprochen.

Es wird beschlossen, die Sinnbilder noch weiter zu vereinfachen. Ein Antrag, auch für Seitenschütter und Eintorbagger 250-l-Eimer einzuführen, wird dahingehend erledigt, daß es den Firmen überlassen bleiben soll, in eine 200- oder 300-l-Type auch den 250-l-Eimer einbauen zu können. Um Unklarheiten zu vermeiden, wird nochmals festgestellt, daß unter Baggertiefe und Abtragshöhe die nutzbare Baggertiefe bzw. Baggerhöhe vom Baggerplanum aus gerechnet, zu verstehen ist.

2. Bezüglich der Eimerkette wird aus Erzeugerkreisen ausgeführt, daß man davon ausgehen müsse, die Eimerkette nicht zu schwer zu bemessen, sondern die Erfahrungen zu berücksichtigen, die im Laufe der Jahre mit den bisherigen Abmessungen gemacht worden seien.

Die vorgeschlagenen Normteile würden das Gewicht der Eimerkette außerordentlich erhöhen, ferner sei bei einigen Abmessungen der größeren Eimerkette an gewissen Stellen Material untergebracht, wo es nicht erforderlich sei, andererseits sei der Durchmesser der Bolzen stellenweise zu schwach gewählt. In einer Aussprache über diese und einige andere Anregungen wird eine Einigung auf folgender Grundlage erzielt:

1. für die 100-l-Eimerkette werden dieselben Maße festgelegt, wie für die 150-l-Eimerkette;
2. den Firmen bleibt es mit Rücksicht auf eine stärkere Ausbildung der Eimerkette für Raupenbagger überlassen, eine 100-l-Kette für einen 75-l-Bagger vorzusehen;
3. der Ausdruck Breite bei den Dickschaken wird ersetzt durch Augenbreite. Der Ausdruck 3 d für die Schaftlänge des Schakenbolzens zwischen Kopf und Splint wird durch $= l_1$ (Länge) und die Bolzenkopflänge 1,5 d durch l_2 ersetzt.

Außer dem Übersichtsblatt sollen Einzelblätter für jeden Normteil gesondert bearbeitet werden.

3. Eimer.

Die hier geleisteten Vorarbeiten haben ergeben, daß es sehr schwer halten wird, die Eimerform zu normen, und daß es ratsam ist, sich auf die Festlegung der Eimerhöhe zu beschränken, da kein Einzelteil des Eimers auswechselbar werden soll, sondern nur der ganze Eimer. Es genüge, wenn neben der Eimerhöhe die Spurweite und die Kettenbreite festgelegt würden; eine Normung der Eimermesser hinsichtlich der Breite und Stärke biete keine Schwierigkeiten. Diesem Vorschlage wird zugestimmt und der Bearbeiter gebeten, bis zur nächsten Sitzung einen Entwurf vorzulegen.

4. Spurweite und Baggerprofil.

Die Spurweite wird auf 900 und 1030 mm festgelegt. Der Vorschlag für das Baggerdurchfahrtprofil wird angenommen. Es beträgt das Maß von Mitte Fahrgestell bis Mitte Fahrgestell . . . 4000 mm
die Profilhöhe . . . . 3500 „
der engste Abstand vom Leitungsmast bis Außenkante Großraumwagen (20 t) . . . . 150 „

Das vorgesehene Durchfahrtprofil, das ein Mindestprofil sein soll, bedingt bei Neubauten eine Abänderung des Baggergehäuses.

5. Radsätze.

Der vorliegende Vorschlag sieht eine Herabminderung der Zahl der 20 jetzt bestehenden verschiedenen Radsätze auf 6 vor, und zwar je 2 für Räder mit einem Spurkranz, für Räder mit zwei Spurkränzen und für Räder ohne Spurkränze. Für diese drei Gattungen sind je zwei Laufraddurchmesser von 550 und 650 mm im Entwurf vorgesehen. Die Aussprache über diesen Vorschlag führt zu folgenden Festlegungen:

Durchmesser des Laufrades . . . . 550 bzw. 560 mm
Breite der Lauffläche . . . . 135 „
Breite des Spurkranzes . . . . 45 „
Die Nabenbohrung soll nicht festgelegt werden, desgleichen nicht der Durchmesser der Achse.
Die Nabenlänge soll bündig sein für hohe Räder.

6. Polygonecken.

Der Ausschuß beschließt, die ursprünglich beabsichtigte Normung der Polygonecken fallen zu lassen, da durch die Festlegung der Dicke bereits eine Vereinheitlichung eintritt. Das gleiche gilt für die Polygonsterne. Von einer Normung der Befestigungsart soll gleichfalls Abstand genommen werden mit Rücksicht auf die hierfür bestehenden Patente und mit Rücksicht darauf, daß nicht genügend Erfahrungen hierüber vorliegen.

Über Schleifsohlen- und Schleifschienenstahl, ferner über die Leitrollen und Leitrollenlager sollen in der nächsten Sitzung Vorschläge vorgelegt werden.

*

Am zweiten Verhandlungstag wurde zunächst die Normung für Fördergerät und Spurweiten behandelt.

Vorschläge zur Normung von Fördergerät liegen noch nicht vor. In der Aussprache werden zwei Wege zur Normung gewiesen:

1. für bestimmte Spurweiten bestimmte Förderwagen zu normen, dann dürfte jedoch die Normung des Wagens nicht möglich sein;
2. Normung im einzelnen für solche Spurweiten, die festliegen. In diesem Fall könnte man die Einzelteile des Wagens normen, da nur ein oder wenige Wagentypen vorkommen.

Es wird weiter angeregt, die Blechstärke, Nietstärke, Rahmeneisen und Bügel zu normen, die Kupplungen jedoch nicht, da die auf dem Markt befindlichen zu verschiedenartig sind und auch die Entwicklung noch nicht abgeschlossen ist.

Versucht werden soll weiter, die Normung der Radsätze durchzuführen.

Grubenbahnspurweiten. Für diese Beratungen liegt ein Vorschlag des Steinkohlenbergbaues vor, für normale Spurweiten erster Ordnung 500, 550, 600, 750 und 900 für neue Gruben, für normale Spurweiten zweiter Ordnung 525, 575, 625 und 675 als Übergangsspurweiten vorzusehen.

Die Aussprache zeigt die Schwierigkeiten, die für den Bergbau bestehen, zu einheitlichen Spurweiten zu kommen, da es nicht möglich ist, vorhandene Gruben hinsichtlich der Spurweite umzustellen. Es wird beschlossen, die Frage der Spurweiten heute nicht weiter zu verfolgen und sie zusammen mit der Förderwagennormung in einer besonderen Kommission zunächst weiter zu behandeln, die in zirka zwei Monaten weiteren Bericht erstatten soll.

In einer gemeinsamen Beratung aller Gruppen des Bergbaus wurde dann im Ausschuß für Förderhaspel die Durchführung der Normung auf diesem Gebiet behandelt. Der Obmann des Ausschusses — Herr Oberingenieur Eichler — berichtet über die bisherigen Arbeiten:

„Schon vor Gründung des Faberg trug sich der rheinsch-westfälische Bergbau mit dem Gedanken, die Förderhaspel zu vereinheitlichen.

Eine ganze Anzahl Haspel bauender Firmen erklärte sich damals bereit, grundlegend an diesem Werke mitzuarbeiten, aber schon bei der ersten allgemeinen Aussprache, die am 28. Dezember 1921 stattfand, und an der sich nicht weniger als 28 Personen aus Erzeuger- und Verbraucherkreisen beteiligten, zeigten sich, daß die Ansichten weit auseinandergehen.

Damals wurde beschlossen, von der Normung der Haspel mit hin und her gehenden Kolben abzugehen, da dieselben voraussichtlich mehr und mehr von den Drehkolbenhaspeln, zu denen man auch kurzweg die Schleuderkolbenhaspel von Westfalia-Lünen und Frohne-Essen rechnet, verdrängt wird.

Die Haspelteile zu normen, so daß sie gegeneinander austauschbar werden, hielt man für aussichtslos, da man dadurch den Fabrikanten die Möglichkeit nehme, dauernder Lieferant ihrer alten Kundschaft zu bleiben.

Die Normung der einzelnen Haspelteile würde die Hersteller zwingen, sich zusammenzuschließen, wie dies im Automobilbau geschehen ist, damit jede Firma nur eine Sorte Maschinen in großen Mengen herstellen kann.

Bekanntlich fabrizieren die Haspel bauenden Fabriken aber außerdem noch andere Maschinen und Apparate, so daß man bei solchen Maßnahmen auf Schwierigkeiten stoßen wird.

Die im Dezember 1921 gehegte Vermutung, daß der Drehkolbenmotor Alleinbeherrscher wird, ist nicht eingetroffen.

Man hat inzwischen schnellaufende Vielzylindermotoren in stehender Anordnung, ähnlich wie die Automobilmotoren, konstruiert und gebaut, bei denen hauptsächlich durch die bessere Einstellungsmöglichkeit der Füllung viel weniger Luft gebraucht wird, wie bei den Wechselschieber- und Kulissensteuerhaspeln, und man erreicht damit beinahe die geringen Luftverbrauchsziffern der Schleuder- und Drehkolbenhäspel.

Beim Betriebe dieser Haspel ist es Bedingung, möglichst trockene Preßluft zu verwenden, um die lästige Eisbildung zu verhindern.

Auch bedingen die schnellaufenden Vielzylindermotoren zwei Zahnradvorgelege, wie sie bei den elektrisch betriebenen Haspeln üblich sind.

Neuerdings spricht man sogar schon von Turbinenhaspeln, die abermals eine Umwälzung in der Konstruktion und hoffentlich eine weitere Verminderung des Preßluftverbrauches bringen können, die aber eine heute vorzunehmende Normung wieder umstoßen würde.

Allgemein macht man die Beobachtung, daß eine Erfindung die andere jagt, und daß es zwecklos erscheint, auf dem Gebiete des Haspelbaues eine weitgehende Vereinheitlichung durchzuführen.

Einige Mitglieder des zuständigen Arbeitsausschusses des Fabergs (Gruppe Rheinisch-Westfälischer Steinkohlenbergbau) hat nun in der Sitzung am 8. April 1925 beschlossen, zunächst nur die Grundlagen für eine Haspelnormung zu schaffen.

Dieselben lauten wie folgt:

1. Alle Leistungen müssen für mittleren Betriebsdruck von 4 Atm angegeben werden.

   Es ist nur die Leistung am Seil in PSe anzugeben, die sich ergibt aus der Förderlast in kg und der Fördergeschwindigkeit in m/sek.

   Beispiel:

   $$\text{PSe} = \frac{\text{Förderlast} \cdot \text{Geschwindigkeit in m/sek}}{75 \text{ Sek/mkg} \cdot \text{Wirkungsgrad}}$$

2. Angabe der Bauart des Haspels.
   a) Zwillingshaspel (Kolbenhaspel langsam laufend),
   b) Motorenhaspel (Schnelläufer, z.B. drei und mehr Zylinder, Drehkolben und Zahnradmotoren usw.).
3. Angabe nach Verwendungszweck.
   a) Trommelhaspel,
   b) Koepescheibenhaspel.
4. Typisierung nach Leistungen.
   a) Trommelhaspel:
      5 PSe (Seilgeschwindigkeit 0,5 m/sek)
      10 „ „ 0,8 „
      20 „ „ 1,5 „
      30 „ „ 2 „

   Bei Haspeln mit 20 und 30 PSe ist anzugeben, ob eine oder zwei Trommeln in Betracht kommen.

   b) Koepescheibenhaspel:
      20 PSe (Koepescheibe 1 m ∅ = Seilgeschwind. 2 m/sek)
      40 PSe (Koepescheibe 1250—1500 mm ∅ = Seilgeschwind. 2,5 m/sek)
      80 PSe (Koepescheibe 1250—1500 mm ∅ = Seilgeschwind. 3 m/sek)
5. Angabe sämtlicher Garantien nach den Bedingungen des Vereins Deutscher Maschinenbauanstalten (VDMA).
6. Luftverbrauch je PSe.
7. Zahnräder : Stahlguß.
8. Bei Motorenhaspeln sind Achshöhen, die Wellenzapfen und die Fußmaße zu normen.
9. Sämtliche Einzelteile sind nach Dinormen herzustellen.

Die Herren aus den übrigen Bergbaugebieten werden gebeten, sich zu den Vorschlägen zu äußern."

*

In der Besprechung dieser Ausführung wird vorgeschlagen, auch das Drehmoment mit aufzunehmen und, um auf eine möglichst geringe Zahl von den vielen vorhandenen Sorten von Förderhaspeln zu kommen, genaue Zylinderdurchmesser und Hubzahlen vorzuschreiben.

Die Frage, ob durch die Normung nicht die technische Weiterentwicklung aufgehalten würde, wird dahin beantwortet, daß eine solche Behinderung durch die Normung nicht eintreten kann, weil der Entwicklung der Technik folgend jede Norm abgeändert werden kann.

Des weiteren wird vorgeschlagen, Typen festzulegen und die Einzelteile nach den Dinormen herzustellen oder nach Seil PS zu typisieren, gleichzeitig den Kolbendurchmesser anzugeben und das Anzugsmoment mit als wichtig zu berücksichtigen.

Die Normung der Haspel soll sich nur auf ortsfeste Anlagen beziehen und mit ihr möglichst zugleich die Brems- und Förderspiele behandelt werden.

*

Am Nachmittag des gleichen Tages tagte der Ausschuß für Grubengezähe und für elektrische Grubenbahnen über Tage.

Im Ausschuß für Grubengezähe berichtet Herr Wedding zunächst über den Verlauf der am Vormittag geführten Aussprache. Alsdann gibt Herr Dir. Glockemeier einen Bericht über den Stand der Normungsarbeiten für Grubengezähe im Braunkohlenbergbau. Auf Grund einer Rundfrage bei 50 Werken des Mitteldeutschen Braunkohlenbergbaus ist von ihm eine Zusammenstellung ausgearbeitet, in der die gängigsten Grubengezähemaße aufgestellt und vorgeschlagen sind, die voraussichtlich allen Bedürfnissen des Braunkohlenbergbaues Rechnung tragen dürften. Mit der vorgelegten Arbeit ist seines Erachtens die Arbeit für den Braunkohlenbergbau abgeschlossen, und es kommt nun darauf an, die Wünsche der übrigen Gruppen des Bergbaues — Steinkohlenbergbau, Kalibergbau und Erzbergbau — kennenzulernen. Die Vertreter dieser Gruppen werden gebeten, ihm das vorliegende Material zuzustellen, ebenso wie er diesen Gruppen seine Unterlagen übermitteln wird. Nach Austausch der Unterlagen wird Herr Glockemeier die Vertreter der einzelnen Gruppen zu einer Besprechung zusammenbitten, um zu versuchen, zu einem einheitlichen Vorschlag des Fabergs zu kommen. Die Weiterarbeit ist so gedacht, daß alsdann der Fabergvorschlag den sonst an diesen Arbeiten interessierten Stellen, also dem Reichsverband für das Tiefbaugewerbe, der Deutschen Reichsbahn und der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft, zur Kenntnis unterbreitet wird mit der Bitte um eine gemeinsame Besprechung mit dem Ziel, Einheitlichkeit in der Fertigung der Geräte auf der ganzen Linie zu erreichen. Zu dieser Verhandlung sollen auch die Erzeuger hinzugezogen und zu diesem Zweck der Gesamtverband der Deutschen Werkzeugindustrie (Geschäftsführer Dr. Legers) um Mitarbeit ersucht und um Benennung von Vertretern gebeten werden.

Im Arbeitsausschuß für elektrische Grubenbahnen über Tage wurden die zur Verhandlung stehenden Fragen eingehend behandelt und einen bedeutenden Schritt vorwärtsgebracht. Über das Ergebnis der Verhandlungen soll jedoch erst berichtet werden, wenn sich aus den Arbeiten dieses Ausschusses greifbare Vorschläge entwickelt haben.

Noch nicht endgültig

Runde gewöhnliche Drahtstifte

mit flachem versenktem Kopf

DIN Entwurf 1 E 1151

Einspruchsfrist 1. September 1925.

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Bezeichnung handelsüblich	Abmessung mm d	Abmessung mm l	Zulässige Abweichungen mm Dicke	Zulässige Abweichungen mm Länge	Verpackung g	Bezeichnung handelsüblich	Abmessung mm d	Abmessung mm l	Zulässige Abweichungen mm Dicke	Zulässige Abweichungen mm Länge	Verpackung g
7/7	0,7	7				28/50	2,8	50			
7/9	0,7	9				28/57	2,8	57	± 0,1		
8/11	0,8	11			250	28/65	2,8	65			
9/13	0,9	13				31/50	3,1	50			
10/13	1,0	13				31/57	3,1	57			2500
11/15	1,1	15				31/65	3,1	65			
11/20	1,1	20				31/70	3,1	70			
12/17	1,2	17				31/76	3,1	76			
12/20	1,2	20			500	34/65	3,4	65			
12/25	1,2	25	±0,075			34/76	3,4	76			
13/20	1,3	20				34/90	3,4	90			
13/25	1,3	25				38/76	3,8	76			
14/20	1,4	20				38/90	3,8	90			
14/22	1,4	22				38/100	3,8	100			
14/25	1,4	25				42/76	4,2	76			
16/22	1,6	22			1000	42/90	4,2	90			
16/25	1,6	25		± 1d		42/100	4,2	100		± 1d	
16/32	1,6	32				42/115	4,2	115	± 0,15		
18/25	1,8	25				46/100	4,6	100			5000
18/32	1,8	32				46/115	4,6	115			
18/38	1,8	38				46/127	4,6	127			
20/32	2,0	32			2000	52/127	5,2	127			
20/38	2,0	38				52/150	5,2	150			
20/45	2,0	45				55/130	5,5	130			
22/45	2,2	45				55/150	5,5	150			
22/50	2,2	50	± 0,1			55/160	5,5	160			
22/55	2,2	55				60/150	6,0	150			
24/38	2,4	38				60/180	6,0	180			
24/45	2,4	45			2500	70/210	7,0	210			
24/50	2,4	50				76/230	7,6	230			
24/55	2,4	55				88/260	8,8	260			10 000
28/45	2,8	45				94/300	9,4	300			

3. Juli 1925.

1. Sitzung des Ausschusses zur Normung der Nägel und Drahtstifte

am 26. Mai 1925,
im Hause des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin, Sommerstr. 4a

Als Verhandlungsgrundlage liegt ein Vorschlag von Direktor Knipping vor, der sich aufbaut auf die verschiedenen im Handel üblichen Sortimente für Deutschland, China und Japan und bereits eine erhebliche Verminderung der Formen vorsieht. Die Aussprache über diesen Vorschlag ergibt, daß in erster Linie Rücksicht genommen werden muß auf die Bedürfnisse der Industrie und des Handels für den Export, da der größte Teil der Erzeugnisse der Industrie ins Ausland geht. Es wird weiter vorgeschlagen, die BWG-Lehre bei der Durchführung der Normung weitgehendst zu berücksichtigen. Und die Zollmaße für den Handelsverkehr in Deutschland in Millimeter umzurechnen, da bereits jetzt im innerdeutschen Handelsverkehr so verfahren wird. Unter Beachtung dieser Gesichtspunkte wird vorgeschlagen, zunächst zu versuchen, eine Einigung über die Abmessungen herbeizuführen, sodann die notwendigen Dicken- und Längentoleranzen zu behandeln und im Anschluß daran die handelsüblichen Verpackungen.

Das Ergebnis dieser Verhandlungen geht aus dem oben veröffentlichten Entwurf hervor (Din E 1151 Runde gewöhnliche Drahtstifte).

Ausschuß für Bindemittel in Rußland

Im November 1924 begann bei der Bausektion des Normungskomitee der Hauptkammer für Maße und Gewichte die Ausarbeitung der Nomenklatur und der technischen Lieferungsbedingungen für Bindemittel. — Die Arbeiten wurden unter die einzelnen Mitgliedergruppen der Bausektion folgendermaßen verteilt:

Gruppe I erhielt die Aufgabe, die wünschenswerten Änderungen und Ergänzungen in der Nomenklatur der Bindemittel festzustellen und außerdem Normenvorschläge für die Prüfung der hydraulischen Bindemittel, von Putzzolan-Portland-Zementen, von Schlacken (Eisen)-Portland-Zementen und von minderwertigen Zementen — zu machen.

Gruppe II hatte Normen für die Abnahme von Luftkalk, Roman-Zement und Portland-Zement vorzuschlagen und eine Instruktion für die Prüfung des Portland-Zements, insbesondere für die mechanische Prüfung und die physikalischen (chemischen) Bestimmungen zu projektieren.

Gruppe III hatte einen Bericht über die vorerwähnte Instruktion bezüglich der chemischen Prüfungen und Untersuchungen fertigzustellen.

Alle diese Gruppen haben die ihnen gestellten Aufgaben laut Bulletin 4 gelöst und sollten im Januar dieses Jahres darüber dem Allrussischen Kongreß für Bauindustrie berichten.

Normung der Kalksandsteine in U. S. A.

Dem Beispiel der Verblend- und Bauziegelindustrie folgend, empfahl der Verband der Kalksandsteinfabrikanten auf einer Versammlung in Toronto — Canada — seinen Mitgliedern, vom 1. August d. J. ihre Erzeugung, die bisher 45 verschiedene Ziegelgrößen aufwies, auf eine einzige Sorte mit den Abmessungen 303 × 95 × 57 mm (8 × 3¾ × 2¼ engl. Zoll) umzustellen.

Dieser Beschluß ist das Ergebnis der Zusammenarbeit der „Abteilung für vereinfachte Herstellung" (Division of Simplified Practice) mit der Industrie und den Händler- und Verbraucherkreisen und fand einmütige Zustimmung. Man glaubt, hierdurch den Wettbewerb mit anderen Ziegelsorten aufnehmen zu können und hält es für zweckmäßig, eine Normalziegelgröße zu schaffen, die allen Architekten, Bauunternehmern und Bauingenieuren bekannt ist.

Beuth-Heft 7: „Das Tauwerk"

Behandlung des Tauwerks, Stiche, Spleiße, Bunde und Knoten

Herausgegeben von der Zentralstelle für Unfallverhütung beim Verbande der Deutschen Berufsgenossenschaften.

36 Seiten, Preis 1 M., ausschließlich Versandkosten. Beuth-Verlag GmbH., Berlin SW 19, Beuthstr. 8.

Das Heftchen gibt in kurzer Beschreibung und durch klare Abbildungen erläutert Auskunft über die gebräuchlichsten Arten zur Verbindung von Tauen und Stricken untereinander, sowie zur Verbindung von Gegenständen verschiedener Art, wie Leitern, Gerüsthölzer, Fahrzeuge usw.

In seiner kurzen, allgemein verständlichen Form wird sich das Heftchen nicht nur für den Selbstunterricht vorzüglich eignen, sondern auch einen ausgezeichneten Leitfaden für den Handfertigkeitsunterricht in Schulen und in den Kreisen des Wassersportes abgeben. In fast allen Gewerbezweigen kommen Tauverbindungen vor (z. B. Anhängen von Lasten an Hebezeuge, bei der Herstellung von Gerüsten usw.). Da erfahrungsgemäß durch Verbindungen, die sich infolge fehlerhafter Herstellung lösen, zahlreiche Unfälle entstehen, wäre es wünschenswert, die Unterweisung in Fortbildungsschulen und gewerblichen Fachschulen zu wiederholen und den Unterricht an Hand des Leitfadens auch durch praktische Übungen von Stichen und Bunden unter Benutzung von Beispielen aus dem gewerblichen Leben weiter auszugestalten. Ein Rückgang der Unfälle, eine Verminderung von Betriebsstörungen und eine Ersparnis an Material würde die segensreiche Folge sein.

An unsere Mitarbeiter!

Um die durch die Urlaubszeit verursachten Störungen des Dienstbetriebes auf eine möglichst kurze Zeit zu beschränken, wird die

Geschäftstelle vom 6. Juli bis 1. August 1925 geschlossen.

Zur Erledigung dringender Angelegenheiten bleibt eine Auskunftstelle bestehen.

Der **Normblattvertrieb** durch den Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstr. 8, erleidet **keine Unterbrechung.**

NDI

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang — 31. Juli 1925 — Nr. 8

INHALT:

Erläuterungen zu den Normblattentwürfen

DIN E 1266 Sinnbilder für Baggertypen

Die Festlegung einheitlicher Sinnbilder und Bezeichnungen für Baggertypen wurde in der Sitzung des Fachnormenausschusses für den Bergbau, Gruppe Braunkohlenbergbau, Unterausschuß für Baggerersatzteile am 7. Januar 1925 beschlossen. Durch den Deutschen Braunkohlenindustrieverein wurden auf Grund dieses Beschlusses Richtlinien für einheitliche Bezeichnungen der Eimerkettenbagger aufgestellt und unter Beifügung von Sinnbildern an die Mitgliedswerke und die Bagger bauenden Firmen übersandt. Zur Vermeidung verschiedener Bezeichnungen für Baggertiefe und Abtragshöhe wurde grundsätzlich festgelegt, daß unter Baggertiefe und Abtragshöhe die nutzbare Baggertiefe bzw. Baggerhöhe, vom Baggerplanum aus gerechnet, zu verstehen ist. Der anschließende Meinungsaustausch zeitigte den nachstehend veröffentlichten Entwurf, der nach Beschluß des Unterausschusses für Baggerersatzteile vom 20. 5. 1925 in dieser Form als Normblatt zur Kritik gestellt werden sollte.

DIN E 1267 Eimerkette Übersicht
DIN E 1268 Schaken
DIN E 1269 Schakenbüchsen
DIN E 1270 Kettenbolzen und Splinte

Die Normung der Eimerkette und der Ersatzteile für die Eimerkette wurde in der Sitzung des Ausschusses am 14. 1. 25 als am dringendsten notwendig bezeichnet, weil diese Teile dem Verschleiß am meisten ausgesetzt sind. Von den Herren Weiland und Iversen wurden für obige Normblattentwürfe die Unterlagen zusammengestellt. An Hand dieser Unterlagen wurde nach verschiedenen Beratungen in der Sitzung am 12. 6. 1925 beschlossen, die weiter unten stehenden Normblattentwürfe zu veröffentlichen. Auf dem Blatt DIN E 1267 ist eine Zusammenstellung aller zu normenden Ersatzteile für die Eimerkette und die Kettenteilung geliefert, die es ermöglicht, die Zusammengehörigkeit der einzelnen Teile zu den betreffenden Eimerinhalten und untereinander festzustellen. Auf den folgenden Normblättern sind die einzelnen Ersatzteile besonders behandelt. Diese Aufteilung stützt sich auf einen Beschluß des Ausschusses vom 15. und 16. April 1925. Für die Dick- und Flachschaken hat sich im Laufe der Sitzungen ergeben, daß es nicht zweckmäßig ist, bestimmte Formen von Schaken zu normen. Daher wurden auf dem Normblatt nur die Hauptabmessungen: Augenbreite, Höhe und Bohrung für die Dickschaken und Flach- und Nasenschaken festgelegt. Die Schakenbüchsen sind auf dem Normblatt DIN E 1269 behandelt und nach allen Maßen festgelegt. Die Kettenbolzen und Splinte sind auf einem gemeinsamen Blatt aufgeführt, die festgelegten Maße für die Bolzen stellen Mittelwerte für die im Betrieb befindlichen Baggertypen dar. Die Abmessungen der Splinte sind nach allgemein gebräuchlichen Normalien festgelegt.

DIN E 1272 Durchfahrtsprofil (Spurweite)
DIN E 1273 Baggerräder

In Gemeinschaft mit den baggerbauenden Firmen,
der Maschinenfabrik Buckau A.-G. zu Magdeburg,
Krupp A.-G., Essen,
Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck und
der Dresdener Schiffswerft Uebigau,
konnte diese Arbeit aufgenommen und zu Ende geführt werden.

Für die Normung der Baggerspurweiten wurde beschlossen,
für die kleineren Bagger eine Spur von 900 mm und
für die größeren Bagger ein Spur von 1030 mm
vorzuschlagen. Die Spurweiten wurden in der Sitzung vom 15. April 1925 anerkannt.

Für das Durchfahrtsprofil wurde ein Entwurf der Maschinenfabrik Buckau vorgelegt, wonach das Maß von Mitte Fahrgestell bis Mitte Fahrgestell 4000 mm, die Profilhöhe 3500 mm und der engste Abstand vom Leitungsmast bis Außenkante Großraumwagen 150 mm betragen sollte. Dieses Durchfahrtsprofil soll ein Mindestprofil darstellen. Bei Neubauten müssen diese Maße unbedingt eingehalten werden, sie können aber je nach Bedarf vergrößert werden. Eine Genehmigung fand dieser Normungsvorschlag in der Sitzung am 20. Mai 1925.

Für die Räder waren bisher nach den Angaben der in Frage kommenden Baggerfirmen etwa 29 verschiedene Rädermodelle im Gebrauch, deren Zahl durch die Normung auf acht beschränkt werden konnte, und zwar sollen je zwei Modelle für Räder mit einem Spurkranz, für Räder mit zwei Spurkränzen und für Räder ohne Spurkränze festgelegt werden. Für alle drei Radgattungen sind je zwei Laufraddurchmesser von 550 und 650 mm vorgesehen. Die Breite der Lauffläche soll durchgehend 135 mm betragen und die Breite des Spurkranzes bzw. der beiden Spurkränze bei Rädern mit solchen 45 mm.

Eine Normung der Nabenbohrung und des Durchmessers der Achse wurde nicht als wünschenswert bezeichnet. Die Nabenlänge soll bündig sein mit der Außenkante der Räder im rohen Zustande.

Anerkannt wurde dieser Vorschlag in der Sitzung vom 12. Juni 1925. Eine Normung der Achsen und der Naben wurde deshalb als unnötig angesehen, weil die Besitzer der Bagger eine Werkstätte haben, in welchen die Achsen hergestellt und die rohen Baggerräder passend abgedreht werden können.

Die Normung der Baggerspurweiten ist in der Zeichnung für die Normung des Durchfahrtsprofils enthalten.

Folgende Normblattentwürfe und Erläuterungsberichte des Fachnormedausschusses für den Bergbau, Unterausschuß für Baggerersatzteile werden in der nächsten Nummer der Baunormung veröffentlicht.

Eimerbagger: Eimer
Schleifschienen
Büchsenstahl
Leitrollen
Lenkrollen
Leitrollenlager

Einspruchsfrist bis 1. Oktober 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Eimerbagger

Sinnbilder für Baggertypen

DIN E 1266 Entwurf 1

Bezeichnung	Baggertype	Kurzzeichen	Eimerinhalt	Erläuterung
Seitenschütter mit Umkehrturas oder Planierstück **S**		$S \frac{J}{t} h$ $S \frac{J}{t \text{ bis } t_1} h$	l 100 150 200	
Eintorbagger mit Umkehrturas oder Planierstück **E**		$E \frac{J}{t} h$ $E \frac{J}{t \text{ bis } t_1} h$	100 200 300 400 500 600	
Doppeltorbagger mit Umkehrturas oder Planierstück **D**		$D \frac{J}{t} h$ $D \frac{J}{t \text{ bis } t_1} h$	300 400 500 600	J = theoretischer Eimerinhalt in Ltr. h = Abtraghöhe bei Hochbaggerung
Eintor-**s**chwenkbagger mit Umkehrturas oder Planierstück **Es**		$Es \frac{J}{t} h$ $Es \frac{J}{t \text{ bis } t_1} h$	200 250 300 400 500	t = Baggertiefe ohne Planierstück t_1 = Baggertiefe bei Strecklage des Planierstückes (alles senkrecht gemessen)
Doppeltor-**s**chwenkbagger mit Umkehrturas oder Planierstück **Ds**		$Ds \frac{J}{t} h$ $Ds \frac{J}{t \text{ bis } t_1} h$	300 400 500	
Raupenbagger mit Umkehrturas oder Planierstück **R**		$R \frac{J}{t} h$ $R \frac{J}{t \text{ bis } t_1} h$	50 75 100	
Kratzbagger **EK**		EK Jh	300 400	

31 Juli 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

Noch nicht endgültig

Eimerbagger
Eimerkette (Übersicht)

DIN E 1267 Entwurf 1

Eimerinhalt Ltr.	50	75	100	150	200	250	300	400	500	600
	mm									
Kettenteilung mm	300	300	350	350	400	400	400	450	500	550
Dickschake DIN 1268										
Augenbreite b	40	50	60	60	65	65	70	75	80	85
Höhe h	75	90	100	100	110	110	120	140	150	160
Bohrung d	42	48	55	55	55	55	60	65	70	75
Flachschake DIN 1269 Nasenschake										
Augenbreite b	20	25	25	25	25	25	30	35	40	45
Höhe h	75	90	100	100	110	110	120	140	150	160
Bohrung d	42	48	55	55	55	55	60	65	70	75
Schakenbüchsen DIN 1270										
Durchmesser d	42	48	55	55	55	55	60	65	70	75
Bohrung d_1	32	36	41	41	41	41	46	51	56	61
Länge l	40	50	60	60	65	65	70	75	80	85
	20	25	25	25	25	25	30	35	40	45
Dicke s	5,5	6	7	7	7	7	7	7	7	7
Kettenbolzen DIN 1270										
Schaftdurchmesser d	30	35	40	40	40	40	45	50	55	60
Kopflänge l_1	45	50	60	60	60	60	70	75	85	90
Länge zwischen Kopf u. Splint l	85	105	115	115	120	120	135	150	165	180
Splinte DIN 1270										
Dicke a	6	8	8	8	8	8	8	10	10	10
Breite b	14	20	20	25	25	25	25	30	30	30

31. Juli 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Eimerbagger
Schaken

DIN E 1268 Entwurf 1

Bezeichnungsbeispiel einer Dickschake für 300 mm Kettenteilung mit einer Dicke von 50 mm
Dickschake 300×50 DIN 1268

mm

Kettenteilung l	Augenbreite bei Dickschake b	Augenbreite bei Flachschake b_1	Höhe h	Bohrung d	Halbmesser r
300	40	20	75	42	37,5
300	50	25	90	48	45
350	60	25	100	55	50
400	65	25	100	55	55
400	70	30	120	60	60
450	75	35	140	65	70
500	80	40	150	70	75
550	85	45	160	75	80

31. Juli 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

Noch nicht endgültig

Eimerbagger
Schakenbüchsen

DIN E 1269 Entwurf 1

Bezeichnungsbeispiel einer Schakenbüchse von 60 mm Durchmesser und 70 mm Länge für eine Dickschake
Schakenbüchse für Dickschake 60×70 DIN 1269

mm

d	42	48	55	55	60	65	70	75
l	40	50	60	65	70	75	80	85
d_1	32	36	41	41	46	51	56	61
s	5,5	6	7	7	7	7	7	7

Bezeichnungsbeispiel einer Schakenbüchse von 55 mm Durchmesser und 25 mm Länge für eine Flach- oder Nasenschake
Schakenbüchse für Flachschake 55×25 DIN 1269

mm

d	42	48	55	60	65	70	75
l	20	25	25	30	35	40	45
d_1	32	36	41	46	51	56	61
s	5,5	6	7	7	7	7	7

31. Juli 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

Einspruchsfrist bis 1. Oktober 1925.

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Einspruchsfrist bis 1. Oktober 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Eimerbagger
Kettenbolzen und Splinte

DIN E 1270 Entwurf 1

Bolzen Bezeichnungsbeispiel eines Kettenbolzens von 45 mm Durchmesser und 135 mm Länge

Kettenbolzen 45 × 135 DIN 1270

mm

d	30	35	40	40	45	50	55	60
l	85	105	115	120	135	150	165	180
l_1	45	50	60	60	70	75	85	90
h	15	15	18	18	18	20	20	20
a	7	9	9	9	9	11	11	11
b	16	22	22	28	28	32	32	32

Splinte Bezeichnungsbeispiel eines Bolzensplintes von 8 mm Dicke und 25 mm Breite

Bolzensplint 8 × 25 DIN 1270

mm

a	6	8	8	10
b	14	20	25	30
c	60	70	85	95

31. Juli 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

Noch nicht endgültig

Eimerbagger
Baggerräder

DIN E 1273 Entwurf 1

Bezeichnungsbeispiel eines Rades Nr. 2 von 550 mm Durchmesser und 135 mm Laufradbreite

Baggerrad 2 × 550 × 135 DIN 1273

Rad	a	b	c	d
1	550		180/270	
	650		180/270	
2	550	620	135	45
	650	720	135	45
3	550	620	135	50
	650	720	135	50

31. Juli 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

Sitzungsbericht

über die

2. Sitzung des Ausschusses für Siebnormung am Mittwoch, den 1. Juli 1925, vorm. 10 Uhr im Normenausschuß der Deutschen Industrie, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 40, II

Tagesordnung

1. Bericht über das Ergebnis der Rundfrage über verwendete Siebe. — Berichterstatter: Dr. Hecht
2. Bericht über die Verhandlungen mit Amerika. — Berichterstatter: Dipl.-Ing. Förderreuther
3. Bericht über das Ergebnis der Prüfung deutscher und amerikanischer Siebe. — Berichterstatter: Prof. Burchartz
4. Besprechung der Vorschläge Barthelmeß und Haver
5. Festlegung des Aufbaues der normalen Siebreihe
6. Festlegung der Toleranzen für Drahtstärke und Maschen
7. Vorschläge für Siebform und Siebausführung
8. Vorschläge für Richtlinien für die maschinelle Siebung
9. Wahl eines Redaktionsausschusses zur Ausarbeitung des Normblattes
10. Sonstiges
11. Termin der nächsten Sitzung

Die Sitzung wird durch den Obmann — Herrn Dr. Hecht — eröffnet, der die Erschienenen begrüßt und ihnen für das Interesse an den Arbeiten dankt. Dann kommt der Obmann auf den Beschluß der letzten Sitzung zurück, zuerst Prüfsiebe und dann handelsübliche Gebrauchssiebe zu normen. Auf Wunsch des Reichskohlenrates waren damals für Kohlenstaubprüfsiebe vorläufige Normen festgelegt.

Der Obmann berichtet zu Punkt 1 der Tagesordnung:

Zwecks Aufstellung einer alle Bedürfnisse umfassenden Siebnormenreihe wurde an die Hersteller von Siebgeweben sowie an die staatlichen Materialprüfungsämter, Technischen Hochschulen, zuständigen Privatinstitute und Organisationen der Verbraucher von Siebgeweben ein Rundschreiben geschickt mit der Bitte, einmal die am häufigsten verlangten Siebe nach Maschen pro cm' linear mitzuteilen und zum anderen anzugeben, welche Siebe in den einzelnen Laboratorien verwendet werden. Das Rundschreiben wurde von der Mehrzahl der Empfänger beantwortet. Aus den Antworten ergab sich, daß die Gewebefeinheiten größtenteils mit der von Herrn Direktor Barthelmeß aufgestellten Normenreihe übereinstimmten und nur vereinzelt andere Maschenzahlen aufwiesen, als die von Herrn Direktor Barthelmeß in seinen Vorschlägen zum Ausdruck gebrachten. Die so ermittelten Unterlagen wurden mit den amerikanischen Siebnormen verglichen. Die Prüfung ergab eine weitgehende Übereinstimmung mit den amerikanischen Sieben. Wo Abweichungen vorhanden sind, sind sie nicht so widerspruchsvoll, als daß sich hierfür nicht ein Ausgleich finden läßt. Das Ergebnis der Rundfrage kann jedenfalls als wertvoll für die Weiterarbeit der heutigen Sitzung betrachtet werden.

Der Vertreter des Institutes für Müllerei sagt eine Antwort auf die Rundfrage noch zu und bemerkt, daß für die Müllereibetriebe aus zolltechnischen Gründen schon eine gewisse Siebnormung bestehe, und daß auch Richtlinien für Siebverfahren ausgearbeitet werden, die sich jedoch in die allgemeinen Normen werden eingliedern lassen.

Zu Punkt 2 der Tagesordnung gibt Herr Förderreuther Bericht: In der Sitzung vom 4. November 1924 lagen bereits als Verhandlungsgrundlagen Normen der Vereinigten Staaten von Amerika vor. Amerika ist zur Zusammenarbeit in der Siebnormung gern bereit. Auch England ist gewillt, im Falle eines Übereinkommens zwischen Amerika und Deutschland sich anzuschließen. Um möglichst für die Normungsarbeit in Deutschland die bisherigen amerikanischen Erfahrungen nutzbar machen zu können, wurde in der ersten Sitzung beschlossen, aus Nordamerika einen Satz von Normsieben zu beschaffen und durch das Materialprüfungsamt untersuchen zu lassen. Wir gingen damals von der Überzeugung aus, daß die Normen der Vereinigten Staaten von Amerika eine abgeschlossene und eingeführte Tatsache darstellen. Der Reichskohlenrat hatte sich bereit erklärt, für die Beschaffung dieser Mustersiebe Sorge tragen zu wollen, und wandte sich an seinen Gewährsmann in Nordamerika, der seinerseits den Reichskohlenrat an die W. S. Tyler Company verwies. Die W. S. Tyler Company bot jedoch einen Satz nach ihrer selbstaufgestellten Siebreihe an. In dem Begleitschreiben wies sie besonders auf ihren Katalog hin, aus dem hervorgeht, daß sie keine U. S.-Norm-

Noch nicht endgültig

DIN E 1272 Entwurf 1

Eimerbagger
Durchfahrtsprofil

Mast-Einführungsschiene

1400 400 200 525 150 3100 900 2500 200 2750 3500 1245 150 2220 150 S.O. 1200 30 1030 Spur 2000 2000

——— Dampflokomotive
—·—·— Elektr. Lokomotive
—··—·· Großraumwagen = 20 t
------ Selbstentlader = 5 cbm
—·—·— Normales Durchfahrtsprofil

31. Juli 1925

Fachnormenausschuß für den Bergbau

Einspruchsfrist bis 1. Oktober 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

siebe fabriziere, da die U. S.-Normsiebreihe nicht nach Maschen je Zoll bezeichnet ist, sondern willkürliche Nummern aufweist und die Innehaltung eines konstanten Verhältnisses der Maschenweiten untereinander und der Maschenweite zur Drahtstärke zur Auswahl vieler Drahtstärken geführt hat, die nicht handelsüblich sind und die Herstellung besonderer Maschinenteile zur Anfertigung besonderer Stärken von Draht erforderlich machen würde.

Auch aus der beim Reichskohlenrat vorliegenden anderweitigen Korrespondenz mit amerikanischen Stellen geht hervor, daß die U. S.-Normen in Amerika noch nicht eingebürgert sind, sondern daß nebenher noch zahlreiche andere Normen bestehen, die allerdings nicht erheblich voneinander abweichen. Als wichtigste der den U. S.-Siebreihen derzeit gegenüberstehenden Siebreihen wurden uns folgende genannt:

American Society for Testing Materials, C 41.
American Society for Testing Materials, D 7.
Howard & Morse.
Ludlow-Saylor.
Newark Wire Cloth.
Tyler.

Aus ähnlichen Gründen wie die W. S. Tyler Comp. hat auch die Gesellschaft der Berg- und Hütteningenieure die U. S.-Siebreihe zunächst nicht befürwortet. Herr Judson von dem amerikanischen Departement of Commerce, Büro of Standard berichtet in seiner Broschüre: „A Study of Sieve Specifications" über erhebliche Abweichungen der hergestellten Siebe von der U. S.-Normsiebreihe. Dies scheint sich u. a. dadurch zu erklären, daß die U. S.-Siebnormen durch ihr konstantes Verhältnis $\sqrt{2}$ sehr wenig handelsübliche Zahlen mit vielen Dezimalstellen enthalten und aus diesem Grunde auch die Siebnummerbezeichnung die effektive Maschenzahl nicht mit wünschenswerter Genauigkeit trifft, da eben die Zahl $\sqrt{2}$ eine Zahl ist, die selbst sehr viele Dezimalstellen aufweist.

Da die amerikanischen Stellen uns darauf hinwiesen, daß Siebe, die genau den U. S.-Normen entsprechen, derzeit nicht erhältlich sind, und daß vielfach an deren Stelle W. S. Tyler-Siebe verwendet werden, hat der Reichskohlenrat die zu beschaffenden Vergleichssiebe bei der W. S. Tyler Comp. bestellt. Diese Siebe sind inzwischen eingetroffen und dem Materialprüfungsamt zugeleitet worden. Herr Dipl.-Ing. Krüger vom Materialprüfungsamt wird über die dort durchgeführten Untersuchungen an den W. S. Tyler Sieben berichten.

In Anbetracht der überraschenden Tatsache, daß wir noch keine Siebe nach den U S.-Normen bekommen konnten, haben wir verschiedentlich um Nachricht gebeten, wieweit denn nun eigentlich in Amerika die Siebnormung eingeführt sei. Daraufhin wurde uns mitgeteilt, daß nunmehr bereits in vielen Fällen eine Einigung auf die U. S.-Normen erzielt sei, daß auch Fabrikanten sich zur Fabrikation der U. S.-Normsiebe entschlossen hätten, und daß auf ihrer Jahresversammlung im Juni d. J. die einzelnen Komitees des amerikanischen Materialprüfungsamtes diese Normen annehmen wollten. Im übrigen lägen aber die W. S. Tyler-Siebe innerhalb der Toleranzen der U. S.-Siebreihe. Diese Toleranzen sind sehr weit gesteckt, besonders für die Drahtstärken. Man könnte fast vermuten, daß die Amerikaner durch ihre weiten Toleranzen erst alle Normungen unter eine gemeinsame Decke bringen wollen und dann stillschweigend vorhaben, allmählich die Toleranzen enger zu ziehen. Es hat demnach nunmehr den Anschein, als ob die U. S.-Normen in Nordamerika allmählich doch zur Geltung kommen werden. Für uns ergeben sich aus den amerikanischen Erfahrungen die zwei Tatsachen, daß in Amerika die Einführung der Normen durch bereits in den einzelnen Fach-

gebieten und von einzelnen Fabrikanten aufgestellte Sondernormen sehr erschwert ist, und daß ein theoretisch schöner Aufbau der Normung mit wenig handelsüblichen Abmessungen der Einführung der Normen sehr abträglich ist.

Gelegentlich dieser Korrespondenz hielten wir für die Amerikaner auch den Vorschlag des Herrn Direktor Barthelmeß für wertvoll und haben ihn verschiedentlich zur Kenntnis gegeben. Von einer Seite ist darauf bereits eine Äußerung eingegangen. Doch wird dies bei den späteren Verhandlungen noch weiter zu besprechen sein.

Dr. Hecht bemerkt zusammenfassend, aus dem Bericht gehe hervor, daß

1. die Siebnormung in Amerika noch nicht abgeschlossen ist,
2. daß eine ganze Anzahl von Stellen in Amerika Siebe für sich genormt habe und dadurch das Bureau of Standards gezwungen sei, für die Siebnormung sehr weitgehende Toleranzen, die möglichst viele Einzelnormungen einschließen, festzusetzen,
3. daß in Amerika dem Wunsche aus Erzeuger- und Verbraucherkreisen bei der Normung gefolgt sei, mit möglichst einfachen Beziehungen zwischen den gangbaren Größen zu arbeiten.

Der letzte Punkt ist insofern wichtig, als in Deutschland versucht worden ist, nach demselben Grundsatz Normen aufzustellen.

Dr. Hirsch gibt der Meinung Ausdruck, daß die amerikanischen Normen des Bureau of Standards und der W. S. Tyler Comp., die sich vollständig den Beziehungen, die sich aus der $\sqrt[4]{2}$ ergeben, unterordnen und mit den weiten Toleranzen für deutsche Verhältnisse nicht geeignet seien.

Herr Förderreuther stimmt der Ansicht zu und zeigt an Hand von Kurven der amerikanischen Normen, daß die Maschenweiten aufeinanderfolgender Siebe der amerikanischen Reihe sehr eng aneinander liegen, und daß sich die Drahtstärkentoleranzen sogar weit überschneiden. Weiter zeigen amerikanische Tabellen, daß neben den U. S.-Normen noch verschiedene andere Normen in Amerika vorhanden sind, die nahe an die Siebreihe der U. S.-Normen grenzen.

Die weitere Aussprache führte zu dem Beschluß, die Siebnormen in Deutschland nach dem metrischen System aufzubauen und eine möglichst große Übereinstimmung in diesem System mit den bestehenden amerikanischen Normen anzustreben.

Zu Punkt 3 der Tagesordnung berichtet Herr Dipl.-Ing. Krüger vom Materialprüfungsamt Dahlem über das Ergebnis der Prüfung deutscher und amerikanischer Siebe und stellt fest, daß nur die Siebe von drei deutschen Lieferanten geprüft werden konnten, daß aber Gewebe aus verschiedenen Lieferungen geprüft wurden, um ein möglichst umfassendes Ergebnis zu erreichen. Ein Fabrikat mußte aus der Prüfung ausgeschieden werden, da es den Bedingungen, die an Prüfsiebe gestellt werden müssen, nicht entsprach. Ein Vergleich der Prüfungsergebnisse zwischen deutschen und amerikanischen Siebgeweben zeigt, daß ein wesentlicher Unterschied zwischen den Siebgeweben beider Länder nicht besteht. Die amerikanischen Siebgewebe haben weniger maximale Abweichungen, dagegen sind die deutschen Fabrikate gleichmäßiger gewebt und zeigen geringere Durchschnittsabweichungen. Vergleichssiebungen konnten bisher wegen Mangel an Zeit nicht gemacht werden. Über diesen Punkt entspinnt sich eine längere Debatte, in der auch über Siebverfahren verhandelt wird. Es wird aber beschlossen, das Siebverfahren in einer späteren Sitzung zu behandeln. Für Kohlenstaubsiebungen behält das als vorläufige Norm vom Reichskohlenrat gekennzeichnete Siebverfahren bis zur Schaffung einer endgültigen Norm Gültigkeit.

Die Siebform soll ebenso wie das Siebverfahren in einer späteren Sitzung behandelt werden.

Hierauf wurde in die Beratung des von Herrn Prof. Barthelmeß aufgestellten Vorschlages zur Normung der Siebe eingetreten. Der Vorschlag unterscheidet zwischen Prüfsieben und handelsüblichen Gebrauchssieben; für die heutige Sitzung sind nur die Prüfsiebe zur Beratung gestellt. Eine von Herrn Haver aufgestellte Tabelle für alle in der Industrie gefertigten Siebe zeigt Übereinstimmung mit dem Vorschlag Barthelmeß. Weiter hat auch das Ergebnis der oben erwähnten Rundfrage gezeigt, daß der Vorschlag den von der Praxis gewünschten und verwendeten Sieben genügt; so werden z. B. das 100- und 144-Maschensieb in der Zement- und Kalkindustrie, das 900-, 2500-, 4900- und 6400-Maschensieb in der Kohlenstaubindustrie usw. verwendet. Lediglich für die Schleifmittelindustrie wurde ein 120-Maschensieb als besonders viel verwendetes noch als wünschenswert bezeichnet, aber auch dieses Sieb läßt sich ohne Schwierigkeit in die Reihe des Vorschlages eingliedern. Hierauf entspinnt sich eine längere Debatte über Maschenzahl und Maschenweite des 4900er-Siebes der vorläufigen Normung. Herr Dipl.-Ing. Krüger erklärt, daß dieses Sieb als Mittel aus drei Siebgeweben für Kohlenstaubsiebe gewählt wurde. Bei den damaligen Verhandlungen erwies sich schon, daß mit der Maschenzahl keine Gewähr für die Genauigkeit eines Siebes gegeben ist, daß vielmehr die Maschenweite und die Drahtstärke für die Bestimmung eines Siebgewebes ausschlaggebend sind. Die letzten Punkte sind in dem Vorschlag Barthelmeß in Anlehnung an die amerikanischen Normen berücksichtigt, und hierdurch sind auch die vorläufigen Normsiebe erfaßt. Herr Prof. Barthelmeß gibt einen kurzen Bericht über die Entstehung seines Vorschlages und über die zugrundegelegten Überlegungen. Der Vorschlag wurde auf Veranlassung von Herrn Dipl.-Ing. zur Nedden aufgestellt. Es ist eine möglichst einfache mathematische Formel gewählt worden, die die Aufstellung eines Systems ermöglichte, in dem nicht mit so vielen Dezimalen gerechnet zu werden braucht, wie sie sich z. B. aus der Beziehung $\sqrt[4]{2}$ ergeben. Vor allen Dingen aber wurde Wert darauf gelegt, die verschiedenen untereinander abweichenden Zollmaße bei der Neuaufstellung eines Systems auszumerzen. Durch die hier gewählte mathematische Beziehung ist auch den Anforderungen der Praxis auf Angabe der Maschenzahl genügt, weil nach den Formeln sowohl Maschenweite und Drahtstärke, als auch Maschenzahl voneinander abhängig sind.

Von den Vertretern der Schleifmittelindustrie wurde dem entgegengehalten, daß in allen ihren Betrieben die Siebe nach englischem Zoll berechnet und bestellt würden. Die Bedenken der Schleifmittelindustrie wurden durch den Hinweis zerstreut, daß es sich in der heutigen Sitzung nur um die Aufstellung eines Normblattentwurfes handle, in dem neben der vorgeschlagenen Siebbezeichnung auch die alte Nummer der Zollsiebe aufgeführt werden könne, ferner sei das System in jeder Weise erweiterungsfähig, und außerdem werde der Normblattentwurf auch bei allen in Frage kommenden Stellen zur Kritik mit einer achtwöchentlichen Einspruchsfrist veröffentlicht.

Dr. Krüger gibt als Vertreter der Superphosphatindustrie seine Zustimmung zu dem vorgeschlagenen Normblattentwurf für die Siebgewebe und gibt ferner bekannt, daß durch die von ihm vertretene Industrie die Normung der Siebe und Siebgewebe begrüßt und in jeder Weise unterstützt würde.

Dr. Hirsch stellt zusammenfassend fest, daß sich in der Beratung kein grundsätzlicher Widerspruch gegen den Vorschlag Barthelmeß erhoben habe, und ist der Ansicht, daß nur noch zu klären sei, ob die von Herrn Direktor Barthelmeß vorgeschlagenen Siebgewebe für Prüfsiebe von den Gewebefabrikanten hergestellt werden könnten. Durch die Herren Ratazzi und Haver wird diese Frage bejaht. Danach wird beschlossen, einen Normblattentwurf für Prüfsiebe nach dem Vorschlag Barthelmeß aufzustellen. Auf das Bedenken, daß durch die neue Siebbezeichnung nach Barthelmeß Unklarheiten bei Bestellungen von Sieben entstehen könnten, erklärt Reg.-Baumeister Sander, daß erfahrungsgemäß Verwechslungen in der Siebbezeichnung zwischen alter und neuer Nummer nicht auftreten können, da bei allen Bestellungen von genormten Gegenständen die Dinblattnummer mitgenannt wird, z. B. Sieb 10 DIN 1171, wodurch Eindeutigkeit in jedem Falle erreicht wird.

Zu Punkt 6 der Tagesordnung: „Festlegung der Toleranzen für Drahtstärke und Maschen" liegt ein Entwurf vom VDE vor, in dem Toleranzen für die in der elektrotechnischen Industrie verwendeten Drähte aufgestellt sind. Zu diesem Entwurf bemerkt Herr Havier, daß sich die Drahtziehereien, die Siebgewebedraht herstellen, nicht auf so feine Toleranzen umstellen können, weil dadurch der Gewebedraht viel zu teuer würde. Herr Haver schlägt vor, für den Drahtdurchmesser die Toleranzen prozentual festzulegen, und zwar minus 10 plus 10 %. Die amerikanischen Toleranzen mit minus 15 plus 35 % sind viel zu hoch gewählt.

Dipl.-Ing. Krüger gibt darauf die Ergebnisse bekannt, die sich bei der Prüfung des Siebgewebes ergeben haben, und zwar bei den Drahtdurchmessern waren Schwankungen von — 6 % + 9 % — 5 % — 2 % im Mittel. Die maximalen Schwankungen gehen bis zu 22 %.

Herr Haver macht auf Grund dieses Berichtes einen Vorschlag für die Festsetzung der Toleranzen für die einzelnen Maschen und den Durchschnitt der Maschen

	Einzelne Maschen	Durchschnitt
10000—2500-Maschensieb	50 %	5 %
2500— 400-Maschensieb	30 %	5 %
400— 64-Maschensieb	20 %	5 %

Zu diesem Punkt werden von verschiedenen Seiten noch weitere Vorschläge gemacht, die schließlich zu einem Beschluß für die Toleranzen führten, der im Einverständnis aller Anwesenden gefaßt wurde:

Beschluß:

Zulässige Abweichungen

Drahtstärken	Durchschnitts-wert %	max. Abweichung %	zulässige Anzahl %
0,04—0,5 mm	5	10	10
0,55—0,9 mm	4	8	10
1,00—5,0 mm	3	6	10
Maschenweiten			
10000—2500-Maschensieb	5	30	10
2500— 400-Maschensieb	5	30	10
400— 64-Maschensieb	5	20	10
gröbere Siebe	5	10	10

Hierbei wurde festgelegt, daß die zulässige Anzahl von maximalen Abweichungen von 10 vH später auf 5 vH herabgesetzt werden soll. Die vorläufig festgelegten Normen für Kohlenstaubprüfsiebe werden durch diese Vorschläge außer Kraft gesetzt.

Herr Dipl.-Ing. Reichardt schlägt nochmal vor, die Toleranzen der Drähte, die schon auf dem Normblatt der Elektrotechnik festgelegt sind und allgemein Gültigkeit haben, auch für den Zweck der Siebnormung zu verwenden. Die Reihe der Drähte sei nur nach unten hin bis auf 0,04 zu erweitern, die Toleranzen könnten für den besonderen Zweck der Siebe nicht hinderlich sein. Auch über diesen Punkt entspinnt sich eine längere Debatte, zu deren Schluß Dr. Hirsch den Vorschlag macht, in Anbetracht der Tatsache, daß keine Einigkeit erzielt werden kann, einen endgültigen Beschluß erst dann zu bewerkstelligen, wenn Siebe nach dem jetzt aufgestellten Normblattentwurf hergestellt und geprüft worden sind.

Zu Punkt 7 der Tagesordnung liegen verschiedene Ausführungsarten von Sieben als Muster zur Beratung vor. Von dem Vertreter der Mühlenindustrie werden zerlegbare Prüfsiebe mit Stoffgeweben gezeigt, deren Nachbau für die Drahtgewebe wegen der Gefahr der Gewebeverletzung nicht für zweckmäßig gehalten werden. Die amerikanische Ausführung der Siebe wird als zu leicht und für deutsche Verhältnisse als unzweckmäßig gehalten. Von den Sieben aus dem Laboratorium der Tonindustrie wird eine Ausführungsart als sehr gut bezeichnet, bei der das Siebgewebe so eingesetzt ist, daß beim Sieben kein Siebgut in Öffnungen oder Ritzen verschwinden kann. Diese Ausführungsart wird für die Herstellung von Prüfsieben allgemein empfohlen. Wegen der Siebform bat Herr Dr. Hecht in Anbetracht der verschiedenen Bedürfnisse, die sich dem jeweiligen Siebgut anpassen müssen, von den verschiedenen Industriezweigen Vorschläge hierfür einzuholen. Die in dem Merkblatt des Reichskohlenrates vorgeschlagene Siebform wird als nur geeignet für Kohlenstaubsiebungen bezeichnet, und es wird auch für diesen Fall anheimgestellt, einen Beschluß der Kohlenindustrie herbeizuführen, ob die im Merkblatt festgelegte Form beibehalten oder Änderungen vorgenommen werden sollen.

Bis jetzt werden hauptsächlich quadratische Siebe im Holzrahmen von 200 mm Kantenlänge und runde Metallsiebe von 200 mm Durchmesser verwendet.

Punkt 8: Dipl.-Ing. Krüger schlägt vor, die Frage zu klären, welche Siebe eignen sich für Handsiebung (Einzelsiebe), welche Siebe eignen sich für Maschinensiebung (Siebsatz).

Daß ein Siebsatz für Handsiebung verwendet wird, ist ein besonderer Fall, im allgemeinen wird so verfahren, daß man mit dem feinsten Sieb anfängt und nacheinander die einzelnen Siebe verwendet. Es wird vorgeschlagen, die Punkte „Siebform" und „Siebart" zusammenzufassen und in Aussicht genommen, eventuell für Siebform und Ausführung ein Beiblatt zum Normblatt „Siebe" zu verfassen.

Regierungsbaumeister Sander regt an, diese Fragen aus dem Kreis der Beratungen heute herauszulassen, weil sie auf das Gebiet der Typung übergreifen und mit der eigentlichen Normung nichts zu tun haben.

Zu Punkt 9 macht Regierungsbaumeister Sander den Redaktionsausschuß betreffend folgenden Vorschlag: Wie üblich, in diesen Ausschuß den Obmann, ein Mitglied dieses Kreises und einen Vertreter der Geschäftsstelle zu wählen, und schlägt als Mitglied Herrn Dipl.-Ing. Förderreuther vor.

Der Vorschlag wird einstimmig angenommen.

Punkt 10: Herr Haver bittet den Vertreter des Materialprüfungsamtes um Auskunft über die Zusammensetzung der Prüfungsgebühren, die allgemein für viel zu hoch erachtet werden, ebenso, wie die jetzt übliche Prüfungszeit von 3 Wochen für viel zu lang gehalten wird. Herr Krüger beantwortet diese Frage, daß bei der augenblicklichen Überlastung des Materialprüfungsamtes die Prüfungszeit bei der verlangten eingehenden Prüfung nicht verringert werden kann. Bezüglich der Kosten hat das Materialprüfungsamt mit dem Reichskohlenrat schon Verhandlungen gepflogen. Man hat in Aussicht genommen, dem Beispiel anderer Industrien zu folgen und eine Art Typenprüfung anzuwenden. Die Rolle eines Metalltuches soll durch Stichproben untersucht werden und die hierfür entfallende Prüfungsgebühr auf sämtliche daraus angefertigten Siebe von den Fabrikanten umgelegt werden. Es muß bei dieser Art der Prüfung ein Weg gefunden werden, den Mißbrauch mit solchen Bescheinigungen des Materialprüfungsamtes auszuschalten, anderseits aber den gut liefernden Fabrikanten die Vorteile des Prüfungsergebnisses zu sichern. Für genaue Präzisionsmessungen von Prüfsieben wird eine Prüfungsgebühr von M. 30,— nicht zu hoch sein, wenn damit eine absolute Sicherheit für die Richtigkeit gewährleistet wird.

Regierungsbaumeister Sander regt an, ähnlich wie in der Präzisionswerkzeugindustrie auch bei der Siebnormung Siebe, die laut Prüfungszeugnis des Materialprüfungsamtes den Bedingungen des Normblattes entsprechen, an einer geeigneten Stelle mit dem „DIN-Zeichen" zu versehen. Dadurch wären solche Siebe im Vertrieb als vorschriftsmäßig gekennzeichnet. In der Werkzeugindustrie hat sich dieses Verfahren bei den verschiedensten Werkzeugen außerordentlich gut eingeführt. Er stellt anheim, diese Anregung bei der endgültigen Festlegung in Erwägung zu ziehen.

Herr Dr. Ploetz vom Institut für Müllerei regt an, zu den weiteren Verhandlungen einen Vertreter vom Reichsmüllerverband und vom Verband der Mühlenbauanstalten (Müag — Sitz Frankfurt a. M.) Herrn Direktor von Merg als Vertreter der Mühlenbauindustrie hinzuzuziehen.

Dr. Hecht bittet nun noch zum Schluß die Finanzierung der Arbeiten des Ausschusses zu besprechen. Er weist auf die Gepflogenheiten anderer Ausschüsse hin, bei denen die beteiligten Kreise die Arbeiten des Ausschusses finanzieren und bittet Herrn Baumeister Sander, Vorschläge bekanntzugeben.

Regierungsbaumeister Sander betont, daß die Frage der Finanzierung in einer der nächsten Sitzungen geregelt werden muß. Er gibt die Handhabung der Finanzierung in anderen Ausschüssen bekannt, bei denen die an den Arbeiten beteiligten Kreise einen festgesetzten Beitrag zahlen. Der Reichskohlenrat hat sich dankenswerterweise schon bereit erklärt, einen Beitrag zu leisten; er bittet auch die übrigen Gruppen, sich zu dieser Zahlung bereit zu erklären und einen diesbezüglichen Antrag vom Obmann des Ausschusses bei ihren Verbänden zu unterstützen. Dies wird zugesagt.

Herr Förderreuther regt an, bei den nächsten Verhandlungen auch Toleranzen für den zulässigen Siebverlust festzulegen.

Herr Dr. Hecht dankt für die Anregung und wird sie in die Mitteilungen an die einzelnen Industriekreise aufnehmen.

Die nächste Sitzung wird für Oktober d. J. in Aussicht genommen

Noch nicht endgültig

Prüfsiebe

DIN E 1171 Entwurf 1

$m = \sqrt{M}$	$M = \frac{L}{l^2} = \frac{36}{l^2}$	$l = \sqrt{\frac{L}{M}} = \frac{6}{\sqrt{M}}$	$d = \frac{2}{3}\sqrt{\frac{L}{M}} = \frac{4}{\sqrt{M}}$
Sieb Nr.	Maschenzahl pro cm²	Maschenweite in mm	Drahtdurchmesser in mm
1	1	6	4
2	4	3	2
3	9	2	1,33
4	16	1,5	1,00
5	25	1,2	0,80
6	36	1,0	0,65
8	64	0,75	0,50
10	100	0,60	0,40
11	121	0,55	0,36
12	144	0,50	0,34
14	196	0,43	0,28
16	256	0,375	0,24
20	400	0,300	0,20
24	576	0,250	0,16
30	900	0,200	0,13
40	1600	0,150	0,10
50	2500	0,120	0,080
60	3600	0,100	0,065
70	4900	0,086	0,055
80	6400	0,075	0,050
100	10000	0,060	0,040

Bezeichnung eines Siebes mit 900 Maschen/cm²
Sieb 30 DIN 1171

Zulässige Abweichungen

Drahtstärken	Durchschnittswert	Max. Abweichung	Zulässige Anzahl
0,04—0,5 mm	5%	10%	10%
0,55—0,9 „	4%	8%	10%
1 —5 „	3%	6%	10%
Maschenweiten			
10000 bis 2500 Maschen-Sieb	5%	30%	10%
2500 „ 400 „	5%	30%	10%
400 „ 64 „	5%	20%	10%
Gröbere Siebe	5%	10%	10%

31. Juli 1925

Einspruchsfrist bis 1. Oktober 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Die Normung im Ausland

Amerikanische Normen für Kalkhydrat zu Bauzwecken.

Die Normen erstrecken sich auf Mauerkalk (M) und Putzkalk (finishing) (F). Kalkhydrat wird in den Normen bezeichnet als ein feines weißes Pulver, das durch die Einwirkung von Wasser auf Ätzkalk hergestellt ist und im wesentlichen aus Kalzium-Hydroxyd besteht, das mit mehr oder weniger Magnesium-Oxyd oder Hydroxyd natürlich verbunden ist. Kalkhydrat soll mindestens 95% Kalzium- und Magnesium-Oxyde, errechnet auf die nicht flüchtigen Bestandteile, und höchstens 5% Kohlen-Dioxyd enthalten, wenn die Probe am Herstellungsort, oder höchstens 7%, wenn die Probe an anderer Stelle entnommen ist. Der Rückstand auf dem Nr. 30-Maschensieb (140 Maschen je qcm) soll höchstens 0,5%, auf dem Nr. 200-Maschensieb höchstens 15% betragen. Bei einer Prüfung nach den im Normenblatt gegebenen Vorschriften soll das Kalkhydrat keine Ausplatzungen oder Zerfall zeigen. Das Putzkalkhydrat soll eine Plastizitätszahl über 200 haben. Die Ermittlung der Plastizitätszahl erfolgt mit dem Emley-Plastizimeter, das im Normenblatt abgebildet ist. (Circular of the Bureau of Standards, Nr. 204, März 1925.)

Amerikanische Normen für Putzgips.

Die Normen erstrecken sich auf 4 Arten von Putzgips. 1. Holzfaserputz, der Holzfasern, ein Abbindeverzögerungsmittel und bisweilen noch einen Stoff enthält, der seine Verarbeitungsmöglichkeit verbessert. 2. Reiner Putz, der ein Verzögerungsmittel sowie evtl. ein Material zur Verbesserung seiner Verarbeitungsmöglichkeit oder Haare enthält. 3. Fertiger gesandeter brauner Putz, der mit Ausnahme von Wasser alle nötigen Bestandteile enthält. 4. Fertig gesandeter Rauhputz, der mit Ausnahme von Wasser alle notwendigen Bestandteile enthält. Der in dem Putz enthaltene Gips muß den amerikanischen Normen für gebrannten Gips entsprechen. Die chemische Zusammensetzung und physikalischen Eigenschaften der obigen 4 Sorten müssen nachstehender Tabelle entsprechen:

	1	2	3	4	
Mindestgehalt an $CaSO_4 + \frac{1}{2} H_2O$	48,5	51,5	11,5	15,0%	
„ „ Holzfasern	1,0	—	—	— „	
Höchstgehalt an Sand	—	—	75,0	66,7 „	
Abbindezeit mindestens	1,5	1,5	2,0	1,5	Stunden
„ höchstens	8,0	—	6,0	7,0	„
Mindestzugfestigkeit	8,7	10,5	3,5	5,2	kg/cm²

(Circular of the Bureau of Standards, Nr. 205, März 1925.)

Feuerfeste Steine für Kohlenstaubfeuerung.

Die Steine für Öfen, in denen Staubkohle gebrannt wird, müssen eine feine und dichte Struktur haben, so daß sie der geschmolzenen Asche eine glatte Oberfläche bieten. Die dem Kohlenstaub ausgesetzte Fläche der Ziegel muß möglichst vertikal sein, so daß sich die Asche nicht darauf anhäufen kann. Die Verbrennungskammer muß groß genug sein, daß sich die Steine nicht zu dicht an der heißesten Asche befinden. In manchen Öfen wird eine Schirmwand den stärksten Angriff der Asche auf das Mauerwerk abhalten können, da sie schnell entfernt und erneuert werden kann. Wo solche Wand irgendwie angebracht werden kann, ist sie zu empfehlen. Grobe Steine mit offener Struktur sollten für Kohlenstaubfeuerungen nicht verwendet werden. Glasierte Steine sind nutzlos, da die Asche sehr fest an der Glasur anhaftet und ihre zersetzende Einwirkung dadurch erhöht wird. Bauxitsteine oder halbbauxitische Steine sind die geeignetsten. Wo sie zu teuer erscheinen, leisten Steine aus feingemahlenem feuerfesten Ton, die frei sind von grober Schamotte, gute Dienste. (The Master Builder, Nr. 756, Mai 1925.)

Normung von Stahlblech in den Vereinigten Staaten von Amerika.

Die Ersparnis, die durch Verringerung der Stahlblechsorten zu erwarten ist, schätzt der Vizepräsident der Inland Steel Company in Chicago auf mehr als 2½ Mill. Dollar. Stahlblech steht unter den 11 wichtigsten Erzeugnissen der Walzwerke mit 5 Mill. t im Jahr an dritter Stelle.

Unter den Verbrauchern von Stahlblech steht die Automobilindustrie mit 37% an erster Stelle. Etwa 13% der Gesamterzeugung wird im Zwischenhandel umgesetzt; diese Menge steht an zweiter Stelle hinter dem Verbrauch der Automobilindustrie.

Vor Durchführung der Normung entfielen 85% des Gesamtbedarfs auf nur 15% aller bis vor kurzem hergestellten Blechsorten. (Engineers and Engineering, März 1925.)

Vom holländischen Normenausschuß.

Der holländische Normenausschuß hat kürzlich seinen 8. Jahresbericht für das Jahr 1924 veröffentlicht. Im Berichtsjahre wurden die Arbeiten einmal durch den Rückgang der Einnahmen und dann durch den Wechsel in der Leitung der Geschäftsstelle aufgehalten. An die Stelle des bisherigen Direktors, Herrn Dr.-Ing. J. Goudriaan, trat Herr Ing. W. H. Tromp.

Im Mai d. J. wurde in Scheveningen eine Ausstellung mit dem Titel „Nederlandsch Fabrikaat" und eine Zusammenkunft der an der Normung interessierten Kreise veranstaltet. Die Ausstellung, in der alle bis zu diesem Zeitpunkt vorliegenden holländischen Normen in praktischen Ausführungen ausgestellt wurden, sollte der Normung neue Gebiete erschließen.

Zur Einführung und Bekanntmachung der Normung im allgemeinen wird seit etwa einem Jahre — wie bereits früher berichtet — die ausschließlich der Normung dienende Zeitschrift „Normalisatie" herausgegeben.

Anfang 1925 bestanden 15 Arbeitsausschüsse mit 41 Unterausschüssen und 288 Mitgliedern. Im Berichtsjahre wurden über 40 000 Normblätter abgesetzt. Die Einnahmen und Ausgaben bewegten sich um 40 000 Gulden im Jahre. Der größte Teil der Mittel wurde von der Metallindustrie aufgebracht. Die anderen Industrien haben die Normungsarbeiten bisher wenig finanziell unterstützt. Man hofft aber, durch die oben geschilderten Werbemaßnahmen weitere Kreise für die Normung zu gewinnen.

Baunorm 8 d

Mitteilungen der Geschäftstelle

Durch den Beuth-Verlag GmbH, Berlin SW 19, Beuthstraße 8, sind zu beziehen:

Normblätter, weiß, Stück . . . . . M. 0,40

Bei Abnahme von

6 bis 10	Stück	derselben	Nummer	10%	Rabatt
11 bis 20	„	„	„	20%	„
21 bis 100	„	„	„	30%	„
101 bis 200	„	„	„	35%	„
201 bis 300	„	„	„	40%	„
301 bis 500	„	„	„	50%	„
501 bis 1000	„	„	„	60%	„
über 1000	„	„	„	75%	„

Sonderpreise: DIN 244 à M. 2,50; VDE 700 à M. 1,—; DIN 676, 1000, 1350, 1600, 1605, 1606, VDE 713, VDE 2950, VDE 5800 à M. 0,60.

Pausdrucke, Stück			M. 6,—
Dinbuch 1	Papierformate, 2. erweiterte und verbesserte Auflage	brosch.	„ 2,50
		kart.	„ 3,—
„ 2	Die Normung der Gewindesysteme (Neuauflage in Vorbereitung)		
„ 4	Die Dinpassungen und ihre Anwendung		„ 4,—
„ 6	Transmissionen	brosch.	„ 4,—
		kart.	„ 4,50
„ 8	Zeichnungsnormen, 3. erweiterte und verbesserte Auflage		„ 2,50
„ 11	Keile		„ 3,—
Normblatt-Verzeichnis Ausgabe Frühjahr 1925			„ 0,50
Sonderheft Armaturen			„ 3,—
Sammelmappe (Kalikodeckel)			„ 0,75
Normblattordner A			M. 14,85 ab 10%
„ **B**			M. 7,50
Wandtafeln			
	Normungszahlen		„ 1,—
	Normaldurchmesser		„ 1,—
	Schlüsselweiten		„ 1,50
	Papierformate		„ 1,50
Beuth-Heft 1	Werkstoffnormen, Stahl und Eisen		„ 1,—
Beuth-Heft 2	Selbstanfertigung von Rechentafeln 1. Das Rechnen mit Teilungen		„ 1,—
Beuth-Heft 3	Selbstanfertigung von Rechentafeln 2. Anwendung des logarithmischen Liniennetzes auf die Maschinenkarten des AWF		„ 1,—
Beuth-Heft 4	Selbstanfertigung von Rechentafeln 3. Der Aufbau der Leitertafeln		„ 1,—
Beuth-Heft 5	Gasschmelz-Schweißung		„ 0,60
Beuth-Heft 6	Korrosion und Rostschutz		„ 1,—
Beuth-Heft 7	Tauwerk		„ 1,—
Beuth-Heft 8	Einheits-ABC-Regeln		„ 0,60

Für das Ausland werden dieselben Preise wie im Inland berechnet, und zwar nur in deutschen Reichsmark.

Preise ausschließlich Porto und Verpackung.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang | 28. August 1925 | Nr. 9

INHALT:

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Eimerbagger
Schleifschienen

DIN Entwurf 1 E 1274

Maße in mm

Flußstahlschleifschiene

Hartstahlschleifschiene

Bezeichnung einer Flußstahl-Schleifschiene mit Breite b = 90 mm und Dicke s = 20 mm

Flußstahl-Schleifschiene 90×20 DIN 1274

Eimerinhalt J in Liter	50 75	100 150	200 250 300	400 500 600
Breite b	50	70	90	100
Dicke s	15	15	20	20

Werkstoff für Flußstahlschleifschiene: Flußstahl gewalzt nach DIN 1612
Werkstoff für Hartstahlschleifschiene: Hartstahl nach DIN 1611

August 1925 — Fachnormenausschuß für den Bergbau

Erläuterungen zu den Normblattentwürfen

DIN E 1271 Eimer

Bei der Durchberatung der Vorschläge in der Sitzung des Faberg (Unterausschuß für Normung der Baggerersatzteile) am 15. Juli d. J. in Halle stellte sich heraus, daß es nicht zweckmäßig ist, die Eimerform in die Normung mit einzubeziehen, weil dadurch die Konstruktionsfreiheit der baggerbauenden Maschinenfabriken zu sehr eingeengt worden wäre. Die Ansichten darüber, ob ein Eimer in geschweißter oder in genieteter Ausführung zweckmäßiger ist, gingen auseinander. Der Ausschuß kam zu der Ansicht, daß hierauf auch kein großes Gewicht zu legen sei, es müsse nur erreicht werden, daß die Eimer als Ganzes genommen bei den Baggern verschiedener Firmen austauschbar sein müßten. Um dies zu erreichen, genügt es aber, wenn der Kettenabstand, die Eimerhöhe als Höchstmaß und die äußere Breite der Eimer einer Normung unterworfen werden. Außerdem mußten die Eimer-Schleifsohle und die Eimermesser als Teile, die am meisten der Abnutzung unterworfen sind, genormt und die Spurweite in der Eimerleiter festgelegt werden.

Bei den Eimermessern wurde nur die Breite und die Stärke des Profilstahles festgelegt, die Form der Eimermesser mußte dagegen freibleiben. Es wurde erreicht, daß bei den Eimermessern nur noch 4 verschiedene Profile vorkommen. Bei den Schleifsohlen wurden 5 verschiedene Größen festgelegt und im übrigen Übereinstimmung des Profilstahles mit dem Schleifschienenstahl festgelegt, so daß Abfallstücke vom Schleifschienenstahl als Eimer-Schleifsohle Verwendung finden können.

Als Befestigungsschraube für die Schleifsohle wurde die rohe Senkschraube nach DIN 565 mit $^5/_8''$ und $^3/_4''$ Gewindedurchmesser angenommen.

Von einer Normung der Eimerohren mußte in Rücksicht darauf, daß die Eimerform nicht festgelegt werden konnte, abgesehen werden.

Das Ziel, möglichste Übereinstimmung der Baggereimer, soweit sie für einen Austausch der Baggereimer bei Baggern verschiedener Baufirmen erforderlich ist, und geringe Anzahl von der Abnutzung unterworfenen Teilen, erscheint hiermit soweit als möglich erreicht zu sein.

DIN E 1274 Schleifschienen

Die Breite b für 400 l Eimer ist von 110 mm auf 100 mm gegenüber dem Vorentwurf geändert worden und die Eimerleiter-Feldteilung in dem Entwurf unberücksichtigt geblieben. Mit Rücksicht auf die Hartstahlschienen wurde das Mittelloch fallen gelassen und das Maß t für alle Eimergrößen auf 680 mm festgesetzt.

Noch nicht endgültig

Eimerbagger
Eimer

DIN Entwurf 1 E 1271

Einspruchsfrist bis 1. November 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Maße in mm

Eimerinhalt J in Liter		50	75	100	150	200	250	300	400	500	600
Spurweite w		835	905	975	1025	1080	1130	1255	1370	1485	1600
Kettenabstand k		700	750	800	850	900	950	1050	1150	1250	1350
h Größtmaß		380	420	460	500	540	580	620	660	700	740
a		815	885	950	1000	1055	1105	1225	1340	1455	1570
s		6		6		6		8	8	8	
s_1		15		20		25		30	30	30	
e		120		150		180		250	250	250	
Schleifsohlen	b	50		70		90		90	100	110	
	c	15		15		15		20	20	20	
	l	240		280		300		300	360	420	
	m	120		150		180		180	180	180	
	d	18		22		22		22	22	22	
	d_1	35		40		40		40	40	40	
Schrauben nach DIN 565		5/8″ × 50		3/4″ × 60		3/4″ × 60		3/4″ × 60	3/4″ × 70	3/4″ × 70	

Fehlende Maße sind freie Konstruktionsmaße. Werkstoff: Flußstahl nach DIN 1612

August 1925

Fachnormenausschuß für den Bergbau

Noch nicht endgültig

Eimerbagger

Leitrollen

DIN Entwurf 1 E 1275

Bezeichnung einer Leitrolle mit Laufdurchmesser d = 250 mm und Laufbreite b = 150 mm

Leitrolle 250×150 DIN 1275

mm

Eimerinhalt J in Liter	50 75	100 150 200 250	300 400 500 600
Laufdurchmesser d	200	250	300
Laufbreite b	120	150	200
d_1	50	60	70
b_1	150	180	230
l	110	125	160
m	30	35	45
d_4	300	350	420

Fehlende Maße sind freie Konstruktionsmaße
Ausführung: roh. Werkstoff: Gußeisen

August 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

Noch nicht endgültig

Eimerbagger

Leitrollenlager

DIN Entwurf 1 E 1277

Maße in mm

Bezeichnung eines Leitrollenlagers mit Länge l = 95 mm und Bohrung d = 55 mm

Leitrollenlager 95×55 DIN 1277

Eimerinhalt J in Liter	50 75	100 150 200 250	300 400 500 600
Länge l	85	95	105
Bohrung d	45	55	65
h	90	100	150
m	135	150	170

Fehlende Maße sind freie Konstruktionsmaße
Werkstoff: Lagerkörper Gußeisen, Buchse Rotguß

August 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

Noch nicht endgültig

Eimerbagger

Leitrollenwellen

DIN Entwurf 1 E 1276

Bezeichnung einer Leitrollenwelle mit Durchmesser d_1 = 60 mm und Länge L = 890 mm

Leitrollenwelle 60×890 DIN 1276

mm

Eimerinhalt J in Liter	50	75	100	150	200	250	300	400	500	600
Durchmesser d_1	50	50	60	60	60	60	70	70	70	70
Länge zwischen den Rollennaben L	640	710	755	785	840	890	930	1045	1160	1275
L_1	1150	1200	1260	1310	1330	1380	1595	1725	1825	1925
L_2	125		140				175			
d_2	55		65				75			
d_3	45		55				65			

Fehlende Maße sind freie Konstruktionsmaße. Ausführung: roh.
Werkstoff: Flußstahl nach DIN 1612

August 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

Einspruchsfrist bis 1. November 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

DIN Entwurf 1 E 1278

Eimerbagger
Lenkrollen

Einspruchsfrist bis 1. November 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Arme mit I förmigem Querschnitt

Bezeichnung einer Lenkrolle mit Laufdurchmesser d = 800 mm für einen Eimerinhalt J = 200 l:

Lenkrolle 800 × 200 DIN 1278

mm

Eimerinhalt J in Liter	Laufbreite b	b_1	l	Lauf-Ø d	c	d_1 Roh	Lauf-Ø d	c	d_1 Roh	Lauf-Ø d	c	d_1 Roh	Lauf-Ø d	c	d_1 Roh	Lauf-Ø d	c	d_1 Roh
50	120	150	120	400	650	60 bis 80	600	850	60 bis 100	800	1050	80 bis 120	—	—	—	—	—	—
75													—	—	—	—	—	—
100	150	180	150										—	—	—	—	—	—
150													1000	1250	80 bis 160	—	—	—
200																—	—	—
250												80 bis 140				—	—	—
300	200	230	200													1200	1450	100 bis 160
400												80 bis 160						
500																		
600																		

Fehlende Maße sind freie Konstruktionsmaße. Ausführung: roh. Werkstoff: Gußeisen

August 1925 Fachnormenausschuß für den Bergbau

DIN E 1275 Leitrollen
DIN E 1276 Leitrollenwellen
DIN E 1277 Leitrollenlager

Bei der Normung dieser Teile wurde lediglich Wert darauf gelegt, Anschlußmaße für den Austausch in der Grube zu geben. Für die Leitrollenlager wurden nach einstimmigem Beschluß nur die niedrigen Lager genormt, die für günstiger gehalten werden als die hohen Lager.

DIN E 1278 Lenkrollen

Der veröffentlichte Entwurf wurde in der gleichen Sitzung des Faberg genehmigt. Das Maß für die Bohrung ist als Rohmaß angegeben, deshalb wurde für alle Eimergrößen d für die 400 mm Rolle auf 60—80 mm, für die 600 m Rolle auf 60—100 mm, für die 800 mm Rolle auf 80—120 mm, für die 1000 mm Rolle auf 80—160 mm und für die 1200 mm Rolle auf 100—160 mm festgelegt.

Weiter wurde festgesetzt, daß die Lenkrolle von 1000 mm Laufdurchmesser für Eimerinhalte von 50—75 l und die Lenkrolle von 1200 mm Laufdurchmesser für Eimerinhalte von 50—250 l nicht verwendet werden soll. Dieser Beschluß ist in der Tabelle des Normblattes berücksichtigt.

Zur Vereinfachung wurde dann noch die Nabenlängel gleich der Laufbreite b der Lenkrolle gemacht.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a

4. Jahrgang | 25. September 1925 | Nr. 10

INHALT:

Erläuterungen zu den Vorstandsvorlagen

DIN 1207 — DIN 1210

Aufsätze für Straßenabläufe, Schmalrost

Einspruchsfrist bis 15. November 1925

Gegenüber den in der Baunormung Nr. 1 vom 10. Januar 1925 veröffentlichten Entwürfen sind infolge Überarbeitung auf Grund der eingelaufenen Einwände folgende Änderungen eingetreten:

Die an Hand eines in Naturgröße eingebauten Modells vorgenommene Prüfung hat ergeben, daß die Fußplatte des Rahmens an Stelle der im Entwurf vorgesehenen kreisrunden Form durch eine viereckige Platte mit abgerundeten Kanten ersetzt ist derart, daß die Breite der Platte, welche an die Bordkante zu liegen kommt, auf 25 mm beschränkt, die übrigen auf 90 mm bemessen sind. Die Linienführung der Außenkanten ist schwach gerundet gehalten. Die Querrippen, die zur Versteifung des Rahmens im Entwurf vorgesehen waren, sind in Fortfall gekommen. Rahmen sowie Rost erhalten an der an der Bordsteinkante liegenden Seite an den Ecken schräge Verstärkungen, um ein falsches Einlegen des Rostes zu vermeiden. Die Werte für den Krümmungsradius der Muldenform wurden berichtigt.

Die Blätter sind infolge der verhältnismäßig geringen Änderung nunmehr als Vorstandsvorlage veröffentlicht und sollen nach Ablauf der Einspruchsfrist, wenn keine Änderungswünsche mehr einlaufen, dem Vorstand zur Genehmigung unterbreitet werden.

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

Aufsatz für Straßenabläufe mit Schmalrost

Rahmen — Kanalisation — DIN 1208

Maße in mm

Bezeichnung eines Rahmens Größe 360 × 480 mm:

Rahmen 360 × 480 DIN 1208

Größe a×b	o	p	q	r	s	v	w	z	Für Straßenablauf	Gewicht des Rahmens kg
360 × 480	400	520	120	1443	9	400	520	90	400 × 520	52
410 × 480	450	520	136,5	1866	9	450	520	100	450 × 520	58
410 × 530	454	574	136,5	1866	10	450	570	100	450 × 570	66

Werkstoff: Gußeisen

Zusammenstellung des vollständigen Aufsatzes siehe DIN 1207

September 1925

Einspruchsfrist bis 15. November 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten).

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

DIN 1207

Aufsatz für Straßenabläufe mit Schmalrost

Zusammenstellung

Kanalisation

Maße in mm

Mit Rost L (mit Längsstäben) — Mit Rost Q (mit Querstäben)

Bezeichnung eines vollständigen Aufsatzes für Straßenabläufe von 450 × 570 mm mit Rahmengröße 410 × 530 mm und Rost L (Größe 405 × 525):

Aufsatz L 410 × 530 DIN 1207

Für Straßenablauf	Rahmen			Rostgröße e × f	Gewicht des Aufsatzes in kg bei Verwendung von einem	
	Größe a × b	o	p		Rost L	Rost Q
400 × 520	360 × 480	400	520	355 × 475	108,5	104
450 × 520	410 × 480	450	520	405 × 475	128	116
450 × 570	410 × 530	454	574	405 × 525	138	130

Zusammenstellung

Straßenablauf 400 × 520 L	400 × 520 Q	450 × 520 L	450 × 520 Q	450 × 570 L	450 × 570 Q	Benennung	Bezeichnung	Werkstoff
Stückzahl								
1	1					Rahmen	360 × 480 DIN 1208	Gußeisen
		1	1			Rahmen	410 × 480 DIN 1208	
				1	1	Rahmen	410 × 530 DIN 1208	
1						Rost mit Längsstäben	L 355 × 475 DIN 1209	
		1				Rost mit Längsstäben	L 405 × 475 DIN 1209	
				1		Rost mit Längsstäben	L 405 × 525 DIN 1209	
	1					Rost mit Querstäben	Q 355 × 475 DIN 1210	
			1			Rost mit Querstäben	Q 405 × 475 DIN 1210	
					1	Rost mit Querstäben	Q 405 × 525 DIN 1210	

Rahmen nach DIN 1208, Rost mit Längsstäben nach DIN 1209, Rost mit Querstäben nach DIN 1210

September 1925

Einspruchsfrist bis 15. November 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Erläuterungsbericht zum Normblattentwurf

DIN E 1057 — Ringziegel

Abmessungen

Die Kopfbreite wurde mit 16 cm als Mittelmaß der am meisten gefertigten Breite gewählt. Sie läßt sich auf gewöhnlichen Strangpressen herstellen und gewährleistet ein wirtschaftliches Verarbeiten.

Die Höhe der Ziegel ist 6,5 und 9 cm groß gewählt; der 9 cm hohe Ziegel ist wirtschaftlich am günstigsten (10 Schichten auf 1 m Höhe), stößt aber in verschiedenen Gegenden Deutschlands wegen zu langsamen Trocknens auf Herstellungsschwierigkeiten.

Die Länge ist auf den Bauziegelmaßen von 25 und 12 cm aufgebaut mit einer Zwischenlänge von 18,5 cm, wodurch eine Wanddickenabstufung von 6,5 cm bei 1 cm Fugendicke ermöglicht wird.

Bei der Ermittlung der Durchmesser ergibt sich, daß bei rundem nach oben konisch auslaufenden Mauerwerk theoretisch für jede Schicht verschieden geformte Ziegel verwendet werden müssen. Die Form der Ziegel ist abhängig von der Länge, der Kopfbreite und von dem Halbmesser des Bauwerks. Der wirtschaftlich unmögliche Zustand der vielen Formen kann nur durch Zugeständnisse in der Bildung der Stoßfugendicken vermieden werden. Um die Mauerwerksfestigkeit nicht zu beeinflussen, wurde als Grenzwert dieses Zugeständnisses 1 cm festgesetzt. Die Dicke der Stoßfugen darf in keinem Falle 2 cm überschreiten und nicht geringer als 1 cm werden.

Wenn

- a = die Länge des Steines
- b = die vordere Kopfbreite des Steines
- b_1 = die hintere Kopfbreite des Steines
- R_{min} = der kleinste Halbmesser, für den der Ziegel noch verwendet werden kann, wenn die Stoßfugenbreite vorn höchstens 2 cm betragen darf und hinten mindestens 1 cm betragen muß,
- R_{norm} = der wirkliche Halbmesser des Ziegels,
- R_{max} = der größte Halbmesser, für den der Ziegel verwendet werden kann, wenn die Stoßfugenbreite vorn mindestens 1 cm betragen muß und hinten höchstens 2 cm betragen darf,

bedeutet, dann ergeben sich aus folgenden Gleichungen 1—3 die Anzahl der Ziegel in einer Schicht:

$$(1)\quad \frac{2 R_{min} \pi}{b+2} = \frac{2 (R_{min} - a) \pi}{b_1 + 1}$$

$$(2)\quad \frac{2 R_{norm} \pi}{b+1} = \frac{2 (R_{norm} - a) \pi}{b_1 + 1}$$

$$(3)\quad \frac{2 R_{max} \pi}{b+1} = \frac{2 (R_{max} - a) \pi}{b_1 + 2}$$

$$\alpha)\quad b_1 = \frac{(b+1)(R_{norm} - a)}{R_{norm}} - 1$$

$$\beta)\quad R_{min} = \frac{a(b+2)}{(b-b_1)+1}$$

$$\gamma)\quad R_{norm} = \frac{a(b+1)}{b-b_1}$$

$$\delta)\quad R_{max} = \frac{a(b+1)}{(b-b_1)-1}$$

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

Aufsatz für Straßenabläufe mit Schmalrost

Rost mit Längsstäben — Kanalisation — **DIN 1209**

Maße in mm

Bei den Rostgrößen 355 × 475 und 405 × 475 fällt die Querrippe fort

Bezeichnung eines Rostes L (mit Längsstäben) Größe 335 × 475 mm:

Rost L 355 × 475 DIN 1209

Größe e × f	d	n	p	q	r	s	u	v	z	Für Rahmen	Für Straßenablauf	Gewicht des Rostes kg
355 × 475	250	74	405	117,5	1443	32	32	33,5	95	360 × 480	400 × 520	56,5
405 × 475	275	74	405	134	1866	30	31	35	105	410 × 480	450 × 520	70
405 × 525	275	65	212	134	1866	30	31	35	105	410 × 530	450 × 570	72

September 1925 — Werkstoff: Gußeisen

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

Aufsatz für Straßenabläufe mit Schmalrost

Rost mit Querstäben — Kanalisation — **DIN 1210**

Maße in mm

Bezeichnung eines Rostes Q (mit Querstäben) Größe 405 × 525 mm:

Rost Q 405 × 525 DIN 1210

Größe e × f	d	n	p	q	r	u	v	z	Für Rahmen	Für Straßenablauf	Gewicht des Rostes kg
355 × 475	250	60	285	117,5	1443	33	35	95	360 × 480	400 × 520	52
405 × 475	275	65	335	134	1866	33	35	105	410 × 480	450 × 520	58
405 × 525	275	70	335	134	1866	30	32,5	105	410 × 530	450 × 570	64

September 1925 — Werkstoff: Gußeisen

Einspruchsfrist 15. November 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Einspruchsfrist bis 15. November 1925.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Ringziegel

Bauwesen

DIN E 1057 Entwurf 1

Maße in cm

Bezeichnung eines Ringziegels mit 25 cm Länge, Größe 2 und Höhe h = 9 cm
R z 2502 × 9 DIN 1057

Ringziegel	Größe	Länge	Höhe h	Breite untere b_1	Für R_{max}	Für R_{norm}	Für R_{min}
25	1[1])	25	6,5 und 9	15,64	∞	1181	330
	2			13,71	330	186	137
	3			11,89	137	103	88
	4			10,18	88	73	66
18,5	1[1])	18,5		15,99	∞	1181	330
	2			14,05	330	186	137
	3			12,70	137	103	88
	4			11,43	88	73	66
	5[2])			10,23	66	54,5	49
12	1[1])	12		16,00	∞	1181	330
	2			14,58	330	186	137
	3			13,21	137	103	88
	4			11,65	88	73	66

[1]) Ringziegel mit den unteren Breiten 15,64 cm, 15,99 cm und 16,00 cm werden nur auf Bestellung angefertigt

[2]) Ringziegel 1855 werden nur in geringem Lagerbestand gehalten

Ringziegel werden als Voll- und Lochziegel hergestellt

Mai 1925

Die Verwendung der Normal-Mauerziegel (25 × 12 × 6,5) für die Erbauung von Schornsteinen und Einsteigschächten ist nur möglich bis zu einem kleinsten äußeren Halbmesser von 3,5 m

$$R_{min} = \frac{25\,(12 + 2)}{(12 - 12) + 1} = 350\,\text{cm}$$

da der Unterschied der Fugendicke zwischen außen und innen höchstens 1 cm betragen darf.

Geht man von dem größten erforderlichen Durchmesser aus, so ergibt sich aus vorstehender Formel β für Mauerziegel von rechteckiger Form mit gleicher vorderer und hinterer Kopfbreite von 16 cm

$$R_{min} = \frac{25\,(16 + 2)}{(16 - 16) + 1} = 450\,\text{cm}$$

d. h., es können Schornsteine bis zu einem äußeren Durchmesser von 9 m aus Mauerziegeln von rechteckiger Form von 25 cm Länge und 16 cm Breite ausgeführt werden, oder bei Ziegeln von 16 cm braucht erst bei einem Halbmesser von mehr als 450 cm mit der Bildung von Ringziegelformen begonnen werden.

Geht man von dem kleinsten für 25 cm lange Ringziegel erforderlichen Radius aus, so ergeben sich die auf DIN E 1057 festgelegten Formen, die von einem kleinsten Halbmesser $R_{min} = 66$ cm bis zu einem größten Halbmesser $R_{max} = \infty$ ausreichen.

Für die Ringziegel von 18,5 cm Länge ergibt sich ein kleinster Halbmesser $R_{min} = 49$ cm bei einem größten Halbmesser $R_{max} = \infty$.

Für die Ringziegel von 12 cm Länge ergeben sich dieselben Halbmesser wie bei den Ziegeln von 25 cm Länge, wobei das Zugeständnis für den Unterschied der Fugendicken zwischen außen und innen von 1 cm auch für die 18,5 und 12 cm langen Ziegel in Anspruch genommen wird.

Als Wanddicken ergeben sich dann:

Oberer lichter Durchmesser	0,60—2,00 m	2,01—3,50 m	3,51 u. mehr
Wanddicke des oberen Absatzes	18,5 cm	25 cm	31,5 cm
„ „ nächsten „	25 „	31,5 „	38 „
„ „ „ „	31,5 „	38 „	44,5 „
„ „ „ „	38 „	44,5 „	51 „
„ „ „ „	44,5 „	51 „	57,5 „
„ „ „ „	51 „	57,5 „	64 „
	usw.		

Beim Vergleichen der so gebildeten Formen soll nachgewiesen werden, daß in bestimmten Grenzzonen R_{min} und R_{max} ein gutes Anpassen an die Rundung des Mauerwerks stattfindet, so daß kein „Ecken" oder „Einziehen" eintritt, wodurch das gute Aussehen des Mauerwerks gestört würde. Die Bogenhöhen für R_{min}, R_{norm}, R_{max} müssen also verglichen werden. Der Zentriwinkel $\alpha = \frac{180\,b}{R}$.

Die Bogenhöhe $s = R\left(1 - \cos\frac{\alpha}{2}\right)$

b ist im vorliegenden Falle stets = 160 mm,

der Zentriwinkel demnach $\alpha = \frac{9167}{R}$.

In vorstehende Gleichungen die jeweiligen Werte für R_{min}, R_{norm} und R_{max} eingesetzt, gibt für:

Form I (12, 18,5 und 25 cm lange Ringziegel)
bei $R_{max} = \infty$ mm, s = 0,0 cm
$R_{norm} = 11810$ „ , s = 0,02 „ — Unterschied 0,02 cm
$R_{min} = 3300$ „ , s = 1,0 „ — „ 0,98 „

Form II (12, 18,5 und 25 cm lange Ringziegel)
bei $R_{max} = 3300$ mm, s = 1,0 cm
$R_{norm} = 1860$ „ , s = 1,7 „ — Unterschied 0,7 cm
$R_{min} = 1370$ „ , s = 2,3 „ — „ 0,6 „

Form III (12, 18,5 und 25 cm lange Ringziegel)
bei $R_{max} = 1370$ mm, s = 2,3 cm
$R_{norm} = 1030$ „ , s = 3,1 „ — Unterschied 0,8 cm
$R_{min} = 880$ „ , s = 3,6 „ — „ 0,5 „

Form IV (12, 18,5 und 25 cm lange Ringziegel)
bei $R_{max} = 880$ mm, s = 3,6 cm
$R_{norm} = 730$ „ , s = 4,5 „ — Unterschied 0,9 cm
$R_{min} = 660$ „ , s = 4,9 „ — „ 0,4 „

Form V (nur für 18,5 cm lange Ringziegel)
bei $R_{max} = 660$ mm, s = 4,9 cm
$R_{norm} = 545$ „ , s = 6,0 „ — Unterschied 1,1 cm
$R_{min} = 490$ „ , s = 6,5 „ — „ 0,5 „

Der Unterschied der Bogenhöhe des Normalhalbmessers gegenüber derjenigen der Halbmesser in den Grenzzonen beträgt also im Höchstfalle (Form V: s für R_{max} gegenüber s für R_{norm}) 1,1 cm. Der Unterschied ist also so gering, daß eine Beeinträchtigung des guten Aussehens selbst bei bester Verblendsteinausführung nicht eintreten kann.

Die Ringziegelformen entsprechen also in bezug auf Formgebung in jeder Hinsicht den aus der Praxis zu stellenden Anforderungen.

Die Lochung der Ringziegel

Um genügenden Garbrand besonders der 9 cm hohen Ziegel zu gewährleisten, sind diese möglichst als Lochziegel (Lochrichtung senkrecht zur Lagerfuge) herzustellen. Der Vorteil der Lochung besteht in besserer Handhabung der großen Formate und Frachtkostenersparnis. Die Anzahl und Größe der Löcher muß sich auf die ersten Gesichtspunkte beschränken, die Festigkeit der Ziegel darf nicht leiden, und ein erheblicher Mehraufwand an Material zum Ausfüllen der Löcher und an Arbeitszeit muß vermieden werden.

Bezeichnung und Kenntlichmachung der Ziegel.

Um bei Bestellungen Verwechslungen auszuschließen, werden Länge und Form der Ringziegel in der gekürzten Bezeichnung mit aufgeführt. Die Länge ist in mm angegeben, die angehängte Zahl kennzeichnet die gewünschte Form. Beispiel: Ringziegel mit 250 mm Länge Form 3. Rz 2503.

Ferner empfiehlt es sich, um auf der Ziegelei und der Baustelle die Form der Ziegel sofort zu erkennen, diese bei der Herstellung an der hinteren Kopfseite derart mit entsprechenden Kerbungen zu versehen, daß die Formen jeder Länge eine der Formennummer entsprechende Anzahl Einkerbungen erhalten. Form I also 1, Form II also 2, Form III also 3, Form IV also 4, Form V also 5 Einkerbungen.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27

4. Jahrgang | 23. Oktober 1925 | Nr. 11

INHALT:

Sitzungsberichte des Schamotte-Ausschusses

A. Unterausschuß für Formgebung

Sitzung in Berlin am 24. September 1925

Der Obmann, Reg.-Rat Dr. Hecht, brachte zunächst zur Kenntnis Vorschläge für den Normalstein und die in verschiedenen Industriegruppen gebräuchlichen Formen für Wölb- und Keilsteine, ferner einen Normungsvorschlag des Herrn Selle für Keilsteine, bezogen auf die Grundform 253·123·72 mm. Weiter hatte Herr Prof. Dr. Terres über eine Firmensitzung der Gas- und Koksofen-Industrie, die am 7. August in Hannover stattfand, berichtet. Diese hatte sich leider nicht allzu zuversichtlich zu den Normungsfragen gestellt und vor allem eine Änderung des in der Gas- und Koksofenindustrie üblichen Reichsformates von 250·123·65 mm abgelehnt. Sehr umfangreiche Vorschläge lagen von Herrn Dir. Dr. Kassel für Steinformen der Eisen- und Stahlindustrie vor.

Die Aussprache begann mit der Behandlung des Vorschlags Selle für Wölb- und Keilsteine. Herr Selle begründete erneut, weshalb die Feuerungsbauer einen etwas größeren als den üblichen Ziegelnormalstein gebrauchten. Die Vertreter der feuerfesten Industrie, insbesondere Herr Dr. Miehr, entgegneten aber wiederum, daß der Verbrauch an Steinen für Feuerungs- und Kesselbau verhältnismäßig zu gering wäre, um nach dessen Erfordernissen den Grundstein festsetzen zu können. Darauf gab Herr Dr. Hirsch eine Übersicht der verschiedenen Formen, die bisher im Gebiete des Normalsteines mitgeteilt worden sind, und zeigte, daß die größte Unsicherheit noch über die Notwendigkeit der Grundform 250·120·65 bestehe. Er erbat die Wünsche der einzelnen Gruppen, damit danach eine endgültige Entscheidung getroffen werden könne.

Herr Dir. Dr. Kassel benannte dazu die Formen 250·120·60, 250·125·65 und den schon früher angenommenen kleineren Stein 230·115·65 mm. Die Metallhüttenindustrie stellt nach Mitteilung des Herrn Blume keine besonderen Forderungen. Herr Selle hielt an seinem Vorschlag fest und für die Gas- und Koksofen-Industrie lag das bestimmte Verlangen nach einer Grundform 250·123·65 mm vor.

Damit diese verschiedenen Wünsche vereint würden, schlug Herr Dr. Hirsch vor, als Grundform den Normalstein mit 250 mm Länge, einer Breite von 120 bis 125 mm, um auch Gas- und Koksofenbau zu befriedigen, und einer Dicke von 65 mm zu wählen. Dazu sollte als Nebenform der Stein der Feuerungsbaugruppe und der kleinere rheinische Stein treten.

Herr Dr. Lange vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute stimmte für die Breite 120, Herr Dr. Kassel empfahl auch diesen Vermittlungsvorschlag, gegebenenfalls mit einer Breite von 123, und Herr Dr. Miehr empfahl 122. Schließlich einigte man sich aber auf Anregung des Herrn Dr. Kassel auf das alte Reichsformat als Grundform, also die Maße 250·120·65, und neben diesem Hauptformat sollen als Sonderformen durch den Normenausschuß empfohlen werden:

a) Der Normalstein für Gas- und Koksofenbau 250·123·65 mm
b) Der Normalstein für Verbandsmauerwerk nach Art des Feuerungsbaues 253·123·72 mm
c) Der kleinere Normalstein der Eisenindustrie 230·115·65 mm.

Nunmehr war auch das Vorgehen bezüglich der Keil- und Wölbsteine klar. Herr Selle wurde gebeten, zu diesen vier Grundformen die rechnungsgemäß zu ermittelnden Keil- und Wölbsteine zusammenzustellen.

Die Besprechung des Vorschlages für die Normung der Kupolofensteine mußte infolge Abwesenheit des Berichterstatters zurückgesetzt werden.

Dann besprach Herr Dr. Kassel die von ihm eingereichten Vorschläge betreffend Normung der feuerfesten Erzeugnisse für die Eisenindustrie, für das sogenannte Verschleißmaterial; für Hochöfen und Cowper hat er bisher keine Grundformen aufgestellt. Er betonte, daß der weitere Fortgang dieser Normungsversuche von der Aufnahme bei der Eisenindustrie abhänge. Wenn diese als Hauptabnehmerin der feuerfesten Industrie nicht energisch an der Lösung mitarbeitet, seien alle Bemühungen von vornherein zur Unfruchtbarkeit verurteilt.

Herr Dr. Lange als Sprecher der Eisenindustrie sagte eingehendste Prüfungen zu, bisher war noch keine Möglichkeit dazu gewesen, erinnerte aber daran, daß ältere Versuche zur Normung von Stopfen usw. schon vergeblich gewesen wären. Gelegentlich der nächsten Hauptversammlung des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute soll das Ergebnis der Prüfung besprochen werden.

Die Berichte aus den Sondergruppen, die von den bestellten Vertretern gegeben wurden, lieferten noch kein abschließendes Bild. Zumeist sind die Bemühungen über vorbereitende Ermittlungen noch nicht hinausgekommen.

Für die Gas- und Koksofenindustrie übernimmt Herr Dir. Schallenberg die Obmannschaft der Untergruppe an Stelle des Herrn Prof. Terres.

Ein neuer Sitzungstermin wurde nicht festgesetzt. Es soll erst abgewartet werden, zu welchen Beschlüssen die Eisenindustrie kommt und danach wird vielleicht in Verbindung mit irgendeiner anderen Tagung eine erneute Zusammenkunft verabredet werden.

Für die weitere Bearbeitung der sich ergebenden Normenblätter wurde ein Redaktionsausschuß, bestehend aus den Herren Dr. Blume, Dr. Hirsch, Dr. Lange, Dr. Miehr und Reg.-Baum. Sander, gewählt.

Hirsch.

B. Unterausschuß für Prüfverfahren

Sitzung in Berlin am 25. September 1925

Der Vorsitzende, Herr Reg.-Rat Dr. Hecht, begrüßte die außerordentlich zahlreiche Versammlung und verlas zunächst die vorliegenden Eingänge. Es waren Bemerkungen zum Abnutzungsversuch, eine Zuschrift der Deutschen Keramischen Gesellschaft über die Umbenennung der Segerkegel und zwei Schreiben über den Druckerweichungsversuch eingegangen, in deren einem sich Herr Prof. Dr. Endell gegen die Temperaturmessung durch seitliches Anvisieren gewandt hatte. Alsdann berichtete der Vorsitzende, daß der unter Führung des Herrn Dr. Ing. Schulz stehende Sonderausschuß bereits vier Normenblätter im Entwurf fertiggestellt und dadurch eine vollkommene Unterlage für die Besprechung der Punkte 2 bis 5 der Tagesordnung geschaffen habe. Herr Dr. Miehr und Herr Dr. Knuth hatten Normenblattvorschläge für die Probenahme einerseits, die chemische Analyse andererseits vorbereitet. Von Herrn Dr. Hirsch war ein vorläufiges Normenblatt für Feuerfestigkeitsbestimmung entworfen worden und von Herrn Dr. Schulz das vorläufige Normenblatt für den Druckerweichungsversuch.

Diese Vorschläge hatte der Sonderausschuß am Vortage eingehend beraten, die danach entstandenen Fassungen wurden der Vollversammlung vorgelegt und zunächst durch die ursprünglichen Verfasser begründet.

Die Aussprache in der Vollversammlung ergab nur geringe Abänderungen, zum größten Teil betraf sie eine Wiederholung der Gründe, die zu einzelnen Vorschlägen geführt hatten.

Die auf Grund der allgemeinen Besprechung schließlich entstandene Form der Normenblätter wird dem Bericht angefügt. Dieser ist infolgedessen auf die Hauptpunkte der Aussprache beschränkt.

Zu dem von Herrn Dr. Miehr vertretenen Vorschlag für die Probenahme wies Herr Dr. Schulz darauf hin, daß bei der endgültigen Ausgabe der Normenblätter auch angegeben werden müsse, welchen Sinn und Inhalt der Begriff feuerfeste Baustoffe habe. Das könne zweckmäßig aber erst in einem späteren Zeitpunkt geschehen, wenn feststehe, welche Prüfungsarten insgesamt genormt werden. Die Versammlung stimmte zu, daß die Begriffserklärung zunächst zurückgestellt wird.

Über das vorläufige Normenblatt für die chemische Analyse feuerfester Erzeugnisse, in dem einerseits die Vorbereitung der Untersuchungsprobe behandelt und andererseits angegeben ist, welche Stoffe bei den einzelnen Erzeugnissen ermittelt werden sollen, berichtete Herr Dr. Stephan.

In diesem Entwurf war zunächst enthalten, daß eine 100-g-Durchschnittsprobe auf Analysenfeinheit zu bringen wäre. Diese Menge bezeichnete Herr Prof. Dr. Rieke als zu hoch. Um eine Ver-

Entwurf: Einspruchsfrist bis 1. Januar 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe

Allgemeines, Begriffsbestimmung, Probenahme

DIN Entwurf 1 E 1061

Allgemeines. Die für die Untersuchung bestimmten Geräte und Prüfungsmittel sind auf ihren ordnungsmäßigen Zustand und die Richtigkeit ihrer anzeigenden Teile in Zeitabschnitten, die der Art und der Häufigkeit der Benutzung angepaßt sind, zu prüfen.

Bei Durchführung gemeinschaftlicher Versuche kann eine solche Prüfung vor Eintritt in den Versuch verlangt werden. Über die Form der Prüfung im einzelnen hat eine Einigung von Fall zu Fall zu erfolgen.

Begriffsbestimmung. (Begriffsbestimmung betr. die Art der Stoffe, auf die sich die Bestimmungen beziehen; ihre Abfassung ist noch zurückgestellt.)

Probeentnahme. Die Probeentnahme für die Werksuntersuchung ist dem einzelnen Werk überlassen. Bei gemeinschaftlichen und Schiedsuntersuchungen ist von Normal- und Formsteinen auf je 1000 Stück ein Stein unter Berücksichtigung der verschiedenen Steinstapel zur Prüfung zu entnehmen, aus einer Lieferung sollen aber mindestens 3 Steine genommen werden. Über die weitere Durchführung der Probenahme, insbesondere die Auswahl der zu untersuchenden Steine haben sich die beteiligten Stellen vor der Probenahme zu einigen [1]).

Die gemeinsam entnommenen Steine werden jeder für sich gedrittelt und die zusammengehörigen Stücke mit gleicher Bezeichnung versehen. Die Parteien erhalten je ein Drittel jeden Steines zur Untersuchung. Die letzten Drittel aller Steine werden unter Aufsicht der Parteien verpackt, versiegelt und, wenn auf Grund der Untersuchungsergebnisse keine Einigung erfolgt, an ein als unparteiisch anerkanntes Fachlaboratorium zur Untersuchung gesandt, dessen Feststellungen maßgebend sind.

Erläuterungen:

[1]) Es wird empfohlen bei der Auswahl der Steine so zu verfahren, daß vor Entnahme die Lage der zu wählenden Steine nach Schicht und Reihe im einzelnen Stapel vereinbart wird.

Eine Verminderung der Zahl der Probesteine kann insbesondere bei sehr großen Lieferungen vereinbart werden.

Wird eine Steinlieferung nach verschiedenen Prüfarten untersucht, so sollen die Proben für diese soweit als möglich den gleichen Steinen entnommen werden.

23. Oktober 1925

Noch nicht endgültig

Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe

Chemische Analyse

DIN Entwurf 1 E 1062

Vorbereitung der Untersuchungsprobe. Zur Gewinnung der Probe für die Analyse wird von jedem nach DIN 1061 entnommenen Stein etwa ein Zehntel des ursprünglichen Steingewichtes — mindestens aber 200 und höchstens 1000 g — auf eine Korngröße von etwa 1 mm unter Vermeidung von Verlusten zerkleinert. Die Außenhaut der Steine, die durch eingebrannte Beimengungen von Sand und dgl. verunreinigt sein kann, ist zu entfernen. Bei größeren Steinen hat die Entnahme der Probe gleichmäßig über die gesamte Bruchfläche zu erfolgen.

Das so gewonnene Probegut aller Steine oder einer zu vereinbarenden Anzahl wird vereinigt, gründlich gemischt und durch mehrfaches Vierteln eine Durchschnittsprobe von 300 g gezogen, die bis zum restlosen Durchgang durch ein 900-Maschensieb zerrieben wird. Nach Entfernung etwaiger Eisenteilchen aus dem Probegut mittels eines Stabmagneten wird es durch mehrfaches Vierteln auf eine Menge von etwa 20 g gebracht, die zu einem unfühlbar feinen Pulver zerrieben wird. Diesem bei 105° bis 110° bis zur Gewichtskonstanz getrockneten Pulver wird die Probe für die chemische Analyse entnommen.

Chemische Analyse. Sie erstreckt sich auf folgende Bestimmungen:

in Schamottesteinen: Glühverlust, SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3 (auf Wunsch TiO_2).
in Silikasteinen: Glühverlust, SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3, CaO
in Magnesitsteinen: Glühverlust, SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3, CaO, MgO.

Die Angaben erfolgen in Gewichtsprozenten der bei 105 bis 110° getrockneten Probe.

Normen für die Analysen*verfahren* werden vorläufig nicht aufgestellt.

23. Oktober 1925

ringerung ohne Beeinträchtigung der Richtigkeit des Durchschnitts zu erzielen, empfahl Herr Cramer die Einschaltung eines Siebes. Der Sonderausschuß hatte daran auch zunächst gedacht, wollte aber versuchen, Siebe völlig zu vermeiden. Die Aussprache ergab jedoch, daß sich das praktisch nicht ermöglichen lassen wird, und so wurde nach dem Vorschlag des Herrn Dr. Hirsch die Vorkörnung durch einen Näherungswert, etwa 1 mm, bezeichnet, für die Durchschnittsprobe eine Siebung über das 900-Maschensieb angenommen und die Menge der Analysenprobe auf 20 g festgesetzt. In Rücksicht auf verschiedene Wünsche wurde auch eine Reinigung mittels Stabmagneten eingeschaltet. Herr Prof. Rieke empfahl, die Bestimmung der Titansäure bindend zu machen, man entschied sich jedoch für die vom Sonderausschuß vorgeschlagene Form „auf Wunsch TiO_2". Verschiedene Teilnehmer sprachen sich dafür aus, daß auch die Analysenverfahren genormt werden sollten, und deshalb wurde in die Anmerkung „Normen für die Analysenverfahren selbst werden nicht aufgestellt" auf Anregung des Herrn Prof. Rieke das Wort „vorläufig" eingeschaltet.

Zum Punkt 4 der Tagesordnung verlas Herr Dr. Hirsch das vorläufige Normenblatt für die Feuerfestigkeitsbestimmung.

In diesem war bezüglich der Erhitzungszeit ein Unterschied zwischen den niederen und höheren Segerkegeln gemacht. Außerdem war in den Erläuterungen die Ausführung von mehreren Brennproben als Zwang vorgeschrieben. Nach Vorschlag des Herrn Prof. Rieke wurde die Temperatursteigerung einheitlich festgelegt, so daß für sämtliche Kegel eine Brandzeit von nicht weniger als 5 und nicht mehr als 10' gelten sollte. Herr Prof. Rieke bezeichnete außerdem die Vorschrift, daß mehrere Brennmuster vorliegen sollten, als unnötig. Demgegenüber wies Herr Dr. Hirsch darauf hin, daß diese Normenvorschriften für Streitfälle gelten und es in solchen nicht angängig sei, sich mit den Beobachtungsergebnissen zu begnügen, sondern auch Prüfmuster für verschiedene Segerkegelstufen vorliegen müßten. Man einigte sich dahin, der Anweisung die Form einer Empfehlung zu geben.

Das Normenblatt für den Druckerweichungsversuch erläuterte Herr Dr. Schulz. Der Sonderausschuß hatte sich dafür entschieden, an der geringeren Größe der Prüfkörper, nämlich 35,7 mm Durchmesser, festzuhalten, ebenso an den Bedingungen, die schon früher für die maschinelle Einrichtung angenommen worden waren. Dagegen sollte bei der Temperaturmessung nicht ein einziges Verfahren vorgeschrieben, sondern Innen- und Außenmessung wahlweise zulässig sein.

Herr Prof. Rieke fragte nach Unterlagen über das verschiedene Verhalten der Prüfkörper mit 50 und 35,7 mm Durchmesser, ebenso nach etwaigen Abweichungen, welche die drei Temperaturmessungsarten ergeben. Er deutete weiterhin an, daß die Angabe „Beginn des Absinkens" für den Anfangspunkt zu Mißverständnissen Veranlassung geben könnte. Herr Dr. Schulz antwortete, daß man auf Grund der Verhältnisse gezwungen war, sämtliche drei Temperaturmeßarten aufzunehmen und die etwaigen Unterschiede erst noch genau versuchsmäßig festgelegt werden müssen. Zunächst hätte man sich damit zu begnügen, daß überhaupt eine einheitliche Vorschrift geschaffen werden konnte und für den vollen Vergleich mit anderen Prüfungen die Meßart angegeben wird.

Herr Dr. Hirsch berichtete über Vergleichsversuche zwischen Außen- und Innenmessung, die keineswegs für eine Überlegenheit der Innenmessung sprechen und diese bei dickeren Körpern sogar als ungenau erscheinen lassen, da der Temperaturausgleich von außen nach innen erst nach und nach erfolgt. Die Prüfkörpergröße muß

Noch nicht endgültig

Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe

Feuerfestigkeitsbestimmungen nach Segerkegeln

DIN
Entwurf 1
E 1063

1. Die Feuerfestigkeit wird als Kegelschmelzpunkt im Vergleich mit Segerkegeln ermittelt.

2. Die Prüflinge sollen in Gestalt und Größe den Segerkegeln entsprechen.

3. Die Prüfkörper werden zusammen mit Segerkegeln in einem elektrischen Kohlegries-Widerstandsofen mit einem Heizrohr von mindestens 6 cm lichter Weite erhitzt, bis völliges Zusammensinken oder Umbiegen des Prüfkörpers eingetreten ist.

Nach Erreichung von S. K. 26 soll die weitere Schaltung des Ofens so erfolgen, daß der Anstieg von einem zum nächstfolgenden Kegel mindestens 5 und höchstens 10 Minuten dauert.

4. Die Feuerfestigkeit entspricht dem Segerkegel, dessen Zustand dem des Prüfkörpers am meisten gleicht.

Erläuterungen:

Zu 2. Die Herstellung der Prüflinge durch Formen von vorzerkleinerter Masse ist unstatthaft, da dadurch ein niederer Kegelschmelzpunkt erhalten wird.

Zu 3. Der Prüfungsofen hat in der Regel ein Heizrohr von 50 cm Höhe. Die Erhitzungszone muß völlig gleichmäßig sein.

Die Prüfkörper und Segerkegel werden sämtlich in gleichem Abstand vom Heizrohr auf eine Platte aufgesetzt, mit der sie keine leichter schmelzenden Verbindungen usw. bilden.

Neben dem elektrischen Kohlegriesofen kann der Deville-Ofen noch vergleichsweise benutzt werden.

Zu 4. Es empfiehlt sich, für eine sichere Beurteilung mehrere Bestimmungen auszuführen, nicht nur eine mit dem im Verhalten am nächsten stehenden Segerkegel, sondern mindestens auch noch solche bei dem darunter und darüber liegenden Segerkegeln.

Die Schmelzmuster müssen nach dem Versuch erkennen lassen, daß die Erhitzung auf der ganzen Höhe der Probe gleichmäßig war. Es darf weder einseitige Erhitzung noch Voreilen der Spitze oder der Unterlage eingetreten sein. Werden derartige falsche Muster erhalten, so sind sie auszuscheiden.

23. Oktober 1925

auch in einem bestimmten Verhältnis zum Ofendurchmesser stehen. Größere Prüfkörper veranlassen nach dem Erweichungsende hin Fehler durch Stauchungserscheinungen. Die kleineren vorgeschlagenen Prüfkörper bieten diesbezüglich nicht nur Vorteile, sondern sind vor allem notwendig, weil sie die Abweichungen zwischen den drei Temperaturmeßarten wesentlich mildern. Herr Dr. Hirsch erwähnte dann weiter, daß die Temperaturmessung nach Steger infolge Verwendung eines auf der Oberfläche des Prüfkörpers befindlichen Kohleplättchens gar keine eigentliche Innenmessung darstelle und entwickelte, daß absolute Temperaturwerte gar nicht erstrebt werden könnten, also die relativen genügen müßten. Durch Vergleichsversuche an verschiedenen Stellen, die das gleiche Prüfmaterial erhalten, wären die Temperaturangaben der drei Meßarten aufeinander abzustimmen. Nach der jetzt erfolgten allgemeinen Annahme eines Endpunktes der Erweichung, wofür die Temperatur te für das Absinken um 20 mm gewählt worden ist, komme dem Anfangspunkt allein eine geringere Bedeutung zu und sei am wichtigsten der Temperaturbereich, die Differenz der beiden Temperaturwerte, in der er nach seinen Arbeiten, wobei er allerdings als Endpunkt die Temperatur des schnellen Absinkens wählte, eine Art Naturkonstante sieht.

Herr Dr. Miehr erwiderte hierauf auf die schriftlichen Ausführungen, die Herr Prof. Endell an den Normenausschuß gerichtet hat. Er sprach für die Temperaturmessung mit seitlichem Anvisieren und berichtete im einzelnen über seine Versuchsanordnung und seine Versuchsergebnisse, die sich auf im ganzen 2000 Erweichungsversuche, von denen 1300 mit der Prüfmaschine des Tonindustrie-Laboratoriums ausgeführt sind, stützen. Auf alle

Noch nicht endgültig

Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe

Erweichung bei hohen Temperaturen unter Belastung

DIN
Entwurf 1
E 1064

1. Als Prüfkörper sind zu verwenden Zylinder von 35,7 mm Durchmesser und 50 mm Höhe, die dem zu prüfenden Stein durch Schneiden, Schleifen, oder Ausbohren entnommen werden. Die beiden Druckflächen der Proben müssen planparallel sein und sind sorgfältig zu glätten.

2. Die elektrisch geheizten Öfen müssen Heizrohre von mindestens 95 mm lichtem Durchmesser besitzen; die Zone gleichmäßiger höchster Erhitzung soll mindestens 120 mm lang sein.

3. Die maschinelle Einrichtung soll folgenden Forderungen genügen:

a) Der Druck soll senkrecht erfolgen und durch Kohlestempel übertragen werden.

b) Die Aufzeichnung soll in einem rechtwinkeligen Koordinatensystem erfolgen.

c) Die Körper sollen mindestens um 20 mm zusammengedrückt werden können.

4. Der Druck soll betragen:

1 kg/cm² für Silikasteine,
2 kg/cm² für Schamottesteine.

5. Die Temperaturmessung soll mit dem optischen Pyrometer nach Holborn-Kurlbaum erfolgen, und zwar nach einer der drei folgenden Arten:

a) durch die Bohrung des Kohlestempels hindurch auf einem zwischen Kohlestempel und Probe eingeschalteten Kohleplättchen,

b) durch Anvisieren der Mantelfläche des Probekörpers von der oberen Ofenöffnung aus,

c) durch Anvisieren der Mantelfläche des Probekörpers durch ein horizontal in den Ofen eingeführtes Rohr von höchstens 20 mm lichter Weite, das durch ein totalreflektierendes Prisma luftdicht abgeschlossen ist.

Die Art, wie gemessen wurde, ist bei der Mitteilung des Ergebnisses anzugeben.

6. Die Temperatursteigerung soll 5 bis 10° in der Minute betragen.

7. Als Ergebnisse des Versuches sind anzugeben:

a) Die Temperatur für den Beginn des Absinkens (ta)
b) die Temperatur für das Absinken um 20 mm (te)
c) der Wert te—ta als Temperaturbereich für den Erweichungsvorgang.

Erläuterungen:

Es wird darauf hingewiesen, daß Druckerweichungsmaschinen nicht geeignet sind, um das Wärmeausdehnungsverhalten von feuerfesten Steinen zu messen.

Über das Übersetzungsverhältnis der Zeigerübertragung an der Maschine wird nichts festgelegt.

Zu 7. Als „Beginn des Absinkens" gilt der Punkt der Kurve, wo diese von der horizontalen Tangente nach unten abbiegt. Falls infolge vorzeitigen Zusammenbrechens des Prüfkörpers das Absinken bis 20 mm nicht verfolgt werden kann, tritt an die Stelle von te die Temperatur tb für den Zusammenbruch (senkrechter oder nahezu senkrechter Abfall der Kurve).

Es empfiehlt sich, in der Wiedergabe der Ergebnisse auch einen Vermerk über das Aussehen des Prüfkörpers nach beendigtem Versuch zu machen (ob Risse, Absplitterungen eingetreten sind, usw.).

23. Oktober 1925

Einspruchsfrist bis 1. Januar 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Fälle ist ein Prüfkörper von 50 mm Durchmesser zu groß. Wenn den kleineren Prüfkörpern vorgeworfen wird, daß sie leicht abrutschen, so ist diese Tatsache einzig und allein durch falsches Einsetzen oder schiefen Druck zu erklären. Ebenso wie bereits Herr Dr. Hirsch wies Herr Dr. Miehr darauf hin, daß dem Endpunkt eine viel wesentlichere Bedeutung zukommt als dem Anfangspunkt. Ob auch der von Herrn Prof. Rieke vorgeschlagene Richtungsänderungspunkt auszuwerten ist, läßt Herr Dr. Miehr dahingestellt. Herr Dr. Stephan machte darauf aufmerksam, daß die Auswertung des von Herrn Prof. Rieke vorgeschlagenen Punktes den Erweichungsversuch in Zusammenhang bringt mit der Ausdehnungsmessung, was in dem Normenblatt von vornherein abgelehnt wurde.

Zu den Punkten 6 und 7 der Tagesordnung betreffend die Bestimmung des spezifischen Gewichts und die Ermittelung der Raum- und Längenänderung durch Erhitzen konnten noch keine Versuchsergebnisse vorgelegt werden. Es wurde beschlossen, diese Punkte und die anschließenden Fragen dem Unterausschuß, der die vier ersten Normenblätter bearbeitet hat, zur weiteren Durchforschung zu überweisen. Herr Dr. Schulz nahm diesen Wunsch der Versammlung entgegen, erbat aber vor allem allgemeine Unterstützung.

Beim Punkt 8 „Aufstellung des Versuchsprogrammes für die Prüfung auf Abnutzbarkeit" wurde beschlossen, diese Prüfungsart endgültig aus dem Normenprogramm zu streichen.

Zu der Frage der „Umbenennung der Segerkegel" verlas Herr Reg.-Rat Dr. Hecht das Schreiben der Deutschen Keramischen Gesellschaft, die sich unbedingt gegen die Umbenennung der Segerkegel ausspricht. Die Herren Dr. Knuth, Dr. Stephan und Dr. Miehr traten nachdrücklich für die von ihnen vorgeschlagene Benennungsänderung ein, während sich Herr Prof. Rieke dagegen wandte, weil die Mehrzahl der Segerkegelverbraucher keine andere Benennung wünsche, eine solche Schwierigkeiten bei der Herstellung der Segerkegel bedinge und Verwirrung in der Literatur stiften dürfte. Herr Dr. Hirsch griff vermittelnd ein; er erwähnte, daß auch der feuerfeste Bund sich noch nicht endgültig entschieden habe und wies einen Ausweg, indem durch Sonderbezeichnung der Verpackung den Wünschen aller Gruppen Rechnung getragen werden könnte.

Zum Schluß wurde ein Redaktionsausschuß für die fertiggestellten Normenblätter gewählt. Die Versammlung bestimmte für diesen die Herren Dr. Schulz, Dr. Miehr, Dr. Hirsch und Reg.-Baumstr. Sander.

Ein Unterausschuß für die chemische Analyse wurde zunächst nicht gewählt. Herr Dr. Hirsch schlug vor, daß alle analytisch arbeitenden Herren ihre Analysenverfahren Herrn Dr. Stephan einsenden sollten, damit wenigstens vorbereitend eine Sammlung des Materials erfolge. Herr Dr. Stephan erklärte sich bereit, die vergleichende Durcharbeitung zu übernehmen.

Als Termin für die nächste Sitzung wurde die Zeit zwischen dem 1. und 15. März 1926 in Aussicht genommen. Hirsch.

Normung der Abflußrohre in Rußland

Vergleich mit den entsprechenden Dinormen

Von der russischen Sowjet-Republik sind eine Reihe von 20 Normblättern über Abflußrohre ausgearbeitet und im April d. J. der Öffentlichkeit übergeben worden. Vorweg sei gesagt, daß die russischen Abflußrohr-Normen im großen und ganzen auf den deutschen Normen DIN 364, 539, 540—545 basieren und überall die Möglichkeit einer Auswechselbarkeit zwischen den entsprechenden deutschen und russischen Normen gegeben ist. Die lichten Durchmesser bei den geraden Rohren stufen sich mit Ausnahme des Durchmessers von 75 mm wie bei den Dinormen wie folgt:

50, 75, 100, 125, 150 und 200 mm.

Als Baulänge der geraden Rohre ist bei den russischen Normen lediglich 2000 mm festgelegt, während bei den Dinormen Baulängen von 250, 500, 750, 1000, 1250, 1500 und 2000 mm zu Grunde gelegt sind, um das bei Verwendung von Rohren mit nur einer Baulänge von 2000 mm unvermeidlich sich ergebende Abkreuzen zu vermeiden. Die Muffentiefe ist auf allen Blättern 5 mm tiefer als auf den Dinormen festgelegt. Die Ausbildung des Muffenhalses weicht von der des NDI in seiner Form und Abmessung ab. Während die deutsche Norm beim Muffenhals von einer genau festgelegten Krümmung in den Konus übergeht, sieht die russische Anordnung von einer Übergangskrümmung ab, so daß sich der Konus unmittelbar aus der Geraden entwickelt. Diese Abweichungen gestatten jedoch durchaus das Auswechseln von russischen und deutschen Abflußrohren. Die in der Tabelle aufgeführten 6 geraden Abflußrohre sind auf einem Ergänzungsblatt maßstäblich dargestellt. Auf einem dritten Blatt sind außer den Gewichten für das ganze Rohr mit Muffe auch die Gewichte für die Muffe allein — gerechnet für den über den Rohraußendurchmesser des Rohres hinausragenden Muffenteil — aufgestellt. Bei den Abflußbogen sind die lichten Durchmesser gleichfalls wie bei den Dinormen gestuft mit Ausnahme des Durchmessers von 75, der an Stelle des auf den deutschen Normen festgelegten Durchmesser von 70 mm tritt. Der 15° bzw. 165° Bogen ist in der russischen Abflußrohrnormenreihe nicht aufgenommen, dagegen sind 2 Formen für die Bogen von 30° bzw. 150° aufgenommen. Bemerkt sei, daß die Krümmungshalbmesser und die Längen der Bogenrohre ziemlich stark von den Dinormen abweichen.

Von den Abfluß-S-Stücken sind in der Serie der russischen Abflußrohre nur zwei Größen vertreten, und zwar mit den Achsabweichungen von 75 und 150 mm gegenüber den deutschen Normen mit den Achsabweichungen von 65, 130 und 200 mm. Die Reihe der Abflußübergänge stellt im Hinblick auf die entsprechenden Dinormen durch Aufnahme der Größen 50 . 125, 50 . 150, 75 . 150, 100 . 200 und 125 . 200 eine Erweiterung dar. Außerdem ist in Rußland neben der auch bei uns üblichen Form mit einer Muffe ein Abflußübergang mit zwei Muffen genormt worden. Abflußübergangsbogen sind von dem russischen Normenausschuß nicht genormt. Die russischen Normen für schräge T- und Kreuzstücke mit 45° Winkel entsprechen etwa den deutschen Normen. Daneben bestehen aber in Rußland noch Normen für schräge T- und Kreuzstücke mit 60° Winkel und gerade T- und Kreuzstücke, die alle die gleiche Stufung der Durchmessergrößen aufweisen. Formstücke, wie Überschiebmuffen, Doppelmuffen, B-Anschlüsse (Anschluß von Steinzeug an Gußeisen) und Endstöpsel sind ebenfalls in das russische Normensammelwerk eingereiht. Sie entsprechen gleichfalls den deutschen Normen, jedoch ist gegenüber den deutschen Normen bei den Doppelmuffen eine gewisse Materialverschwendung zu beobachten. Die Normen für den Endstöpsel sehen zur besseren Handhabung eine Bügelanordnung im Stöpselboden vor und weichen insofern von der deutschen Ausbildung ab. Der im deutschen Normensammelwerk mit aufgenommene Anschluß für Gußeisen an Steinzeug fehlt in der russischen Normenreihe. Die russischen Normen für Reinigungsrohre weichen in ihrer Formgebung und Abmessung beträchtlich von denen der deutschen ab, basieren jedoch auf der gleichen Stufung. Ein in Deutschland kaum gebräuchliches gerades Rohr mit Abzweig für Gasrohranschluß mit Gewinde ist für die Durchmesser von 50, 75 und 100 mm außerdem als Norm festgelegt worden. Die notwendigen Erläuterungen zu allen den vorher genannten Rohren sind in einem Beiblatt zusammengefaßt, das die Reihe der 20 Abflußrohr-Normblätter des russischen Ausschusses abschließt. Gampe.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Ingenieurhaus

4. Jahrgang | 20. November 1925 | Nr. 12

INHALT:

Mitteilungen der Geschäftsstelle

Die Einspruchsfrist der Normblattentwürfe DIN E 1061 bis DIN E 1064 Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe ist verlängert bis zum 15. Februar 1925

Neu erschienene Normblätter

Oktober 1925

DIN 409 Kacheln für Tonöfen

Jahresversammlung

des Normenausschusses der deutschen Industrie am 5. Dezember 1925, 10 Uhr vormittags, Berlin NW. 7, Ingenieurhaus

Tagesordnung:

1. Eröffnung durch den Vorsitzenden
2. Dr.-Ing. Scholz, Berlin: Die Normung im Kraftfahrbau
3. Oberbaurat Voß, Berlin: Die Arbeiten des Reichsverdingungsausschusses
4. Ober-Ing. Gramenz, Berlin: Einführung der deutschen Normen. Reiseeindrücke
5. Verschiedenes

Der „Normenausschuß der deutschen Industrie" gibt sich die Ehre, zu dieser Veranstaltung ganz ergebenst einzuladen. Hellmich.

Normung und Typung im Bauwesen und ihre Einführung in die Praxis [1)]

Wenn man das Thema „Normung und Typung" behandeln will, ist es zunächst notwendig, klarzustellen: was ist „Normung" und was ist „Typung", denn über diese Begriffe gehen die Ansichten heute noch vielfach auseinander. Normung wird mit Typung und Typung mit Normung verwechselt. Daraus erklären sich dann Urteile, die sowohl der Typung wie der Normung ihre wirtschaftliche Berechtigung absprechen. Die Normung behandelt im Gegensatz zur Typung die Vereinheitlichung von Einzelbauteilen, sie legt Abmessungen und Anschlußmaße der Bauelemente unter weitestgehender Beachtung der Erfahrungen und Forderungen der Praxis fest und sucht der technisch wie wirtschaftlich nicht begründeten Vielgestaltigkeit der Formen zu steuern. Diesen Teil der Normungsarbeit bezeichnen wir kurz als Maßnormung. Sie ist dem Ingenieur eigentlich nichts Neues mehr. Erinnert wird an das bereits im Jahre 1872 gesetzlich festgelegte Reichsformat der Mauerziegel, an die Arbeiten der Normalprofilbuchkommission und weiter an die 1882 vom Verein der deutschen Gas- und Wasserfachmänner aufgestellten Normen für Flanschen- und Muffendruckrohre.

Mit der Maßnormung ist jedoch der Aufgabenkreis der Normung nicht geschlossen. Will man ein Bauteil einheitlich festlegen, so ist eine Werkstoffangabe neben den Abmessungen erforderlich. Auch das Bedürfnis zur Aufstellung von Werkstoffnormen ist nicht neueren Datums. Bereits 1881 hat der Verein deutscher Eisenhüttenleute seine Lieferungsbedingungen für Eisen und Stahl aufgestellt, die heute noch die Grundlage der inzwischen herausgekommenen Industrienormen für Eisen und Stahl bilden.

Will man sich weiter davon überzeugen, ob der angelieferte Werkstoff die von ihm verlangten Eigenschaften — seien es chemische oder physikalische Eigenschaften — besitzt, so sind zwischen Erzeuger und Verbraucher einheitliche Abnahme- und Prüfbestimmungen zu vereinbaren, und um diese Prüfbestimmungen eindeutig festlegen zu können, müssen einheitliche Prüfmethoden vereinbart werden. Man sieht also, wie die eine Arbeit die andere zwangsläufig nach sich zieht. In vielen Fällen ist es zweckmäßig, diese Vereinbarungen zu technischen Lieferungsbedingungen zusammenzufassen, die dann noch ergänzt werden, wie z. B. in den Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken (DIN 1000) durch Vorschriften über Herstellung, Probebelastung, Abnahme usw.

Behandeln die genannten Normungsarbeiten die Bereitstellung von Baumaterial, so stehen demgegenüber die einheitlichen Vorschriften für Bauleistungen und die technischen Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken. Hier handelt es sich um Arbeiten, die in weit höherem Maße die Mitarbeit der zuständigen Reichs-, Staats- und Kommunalbehörden als Großverbraucher bedingen. Als Beispiel aus dieser Gruppe der Normungsarbeiten verweise ich auf die technischen Baupolizeibestimmungen, die heute noch zum großen Teil in den einzelnen Ländern Deutschlands verschieden sind und deren Vereinheitlichung sich der Arbeitsausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (ETB) unter der Obmannschaft von Herrn Geh. Baurat Ministerialrat Dr. Friedrich zum Ziel gesetzt hat. Soll beispielsweise heute von einer Baufirma, die ihren Sitz in Preußen hat, ein Angebot nach Bayern abgegeben werden, so ist nicht nach den preußischen Baupolizeivorschriften, sondern nach den Oberbaupolizeilichen Vorschriften Bayerns zu arbeiten. Daß es möglich ist, solche Bestimmungen einheitlich für das ganze Reich aufzustellen, zeigen die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, die von allen Ländern Deutschlands mit unwesentlichen redaktionellen Änderungen übernommen sind.

Der zuerst genannten Maßnormung steht die Typung gegenüber. Typung bedeutet Festlegung einer bis aufs äußerste durchdachten Konstruktion zum Zwecke der Serien- und Reihenfertigung. Die Typung hat mit der Normung theoretisch nichts zu tun. Man kann eine Type entwickeln, ohne ein einziges Normteil zu verwenden. Praktisch wird es heute kaum einem Maschinenkonstrukteur einfallen, eine andere als die handelsübliche genormte Schraube zu verwenden, wie es seit langem im Eisenbau Übung geworden ist, nur noch Normalprofile zu verwenden. Im Wesen der Typung liegt es begründet, daß sie nicht wie die Normungsarbeit als Gemeinschaftsarbeit durchgeführt werden kann, sondern daß die Typen von den einzelnen Interessengruppen entwickelt werden. Niemand wird verlangen, daß der Lübecker B-Bagger einzig und allein in Deutschland gefertigt werden darf und die Typen von Krupp, von der Weserhütte oder von Linke-Hofmann-Lauchammer verschwinden sollen. Ein solches Verlangen würde die Konstruktionsfreiheit des Ingenieurs beeinträchtigen und den Fortschritt der Technik hemmen. Wohl aber kann der Bauingenieur auf Grund seiner auf der Baustelle gesammelten Betriebserfahrungen Richtlinien für die Konstruktion von Baumaschinen aufstellen und verlangen, daß die verschiedenen Typen diesen Baugrundsätzen Rechnung tragen. Als Beispiel für eine solche Arbeit verweise ich auf die zwischen dem Deutschen Beton-Verein und dem Mischmaschinen-Verband aufgestellten Baugrundsätze für Mischmaschinen, die als DIN 459 festgelegt sind. Die Erhebung einer Type zur Norm ist lediglich nur dann möglich, wenn sämtliche Erzeuger- und Verbraucherkreise hierzu ihr Einverständnis geben. Ein solcher Fall liegt vor bei der Normung des $^3/_4$-Kubikmeter-Muldenkippers, der von allen Firmen heute in der gleichen Konstruktion und Güte geliefert wird.

Nach Klarstellung der Begriffe, was unter Normung und Typung verstanden wird, will ich nun dazu übergehen, in großen Zügen einen Überblick über die bisher geleisteten Normungsarbeiten im Bauwesen zu geben. Anschließen will ich hierbei an den vor drei Wochen in der Gesellschaft für Bauingenieurwesen von Herrn Professor Weihe gehaltenen Vortrag über das Thema „Ersatz der menschlichen Arbeitskraft durch Maschinen". Die dort aufgezeigten wirtschaftlichen Vorteile, die man bei größeren Bauaufgaben durch Einsetzen der Maschinen an Stelle der Handarbeit erzielt, können erst dann voll ausgewertet werden, wenn die Baumaschinen jederzeit imstande sind, den Anforderungen des Betriebes Rechnung zu tragen. Die Baumaschinen sind im Gegensatz zu der Werkzeugmaschine oder der Drehbank, die ihren festen Stand in der Werkstätte haben, viel gröberen Beanspruchungen ausgesetzt. Der Verschleiß der einzelnen Teile ist bedeutend größer, und die Beschaffung des Ersatzes oft mit großen Kosten und Zeitverlust verbunden, wenn die passenden Ersatzteile nicht sofort zur Hand sind.

1) Vortrag gehalten von Regierungsbaumeister Sander in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 3. November 1925.

Wie groß z. B. der Jahresverbrauch an Baggereinzelteilen in einem großen Abraumbetriebe des Braunkohlenbergbaus sein kann, zeigen folgende Zahlen: Es wurden verbraucht:

350 Eimermesser
4500 Eimerkettenbolzen
9130 Eimerzinken aus bestem Stahl
16190 Eimerkettensplinte
1136 Schaken
63 Polygonecken
850 Polygoneckenschrauben.

Dieser Massenverbrauch an Ersatzteilen war auch der Grund, warum seit längerer Zeit seitens des Tiefbaues versucht worden war, eine Normung der Baggerersatzteile herbeizuführen. Der Versuch scheiterte jedoch an dem Widerstand der baggerbauenden Firmen. Erst als der Braunkohlenbergbau als Großverbraucher sich für die Normung einsetzte, kam es zu einer Gemeinschaftsarbeit mit der Baggerindustrie. Als Ergebnis dieser Arbeiten liegen 13 Normblätter vor (DIN 1266 bis DIN 1278), die die einheitliche Typenbezeichnung, die Schacken, Schackenbuchsen, Kettenbolzen und Flachsplinte, Eimer, Gleitschienen, Leitrollen mit Welle und Lager, Lenkrollen, Baggerräder und das lichte Durchfahrtprofil behandeln (s. a. Abb. auf S. 63).

Wie diese Normungsarbeit praktisch sich auswirkt, zeigen folgende Zahlen. Die Firmen brauchen an Stelle von:

33 verschiedenen Bolzen nur noch 7,
71 verschiedenen Profilbuchsen nur noch 8,
42 verschiedenen Profilen Schleifmaschinenstahl nur noch 6

auf Lager zu halten.

Ein anderes Gebiet, das den Bauingenieur scheinbar nicht direkt interessiert, im praktischen Baubetrieb jedoch von großer Bedeutung ist, ist die Normung der Armaturen und Rohrleitungen, da der Wasserbau-Ingenieur nun einmal nicht ohne Rohrleitungen bei der Anlage von Wasserkraftwerken auskommen kann.

160 Normblätter über Armaturen und 150 Normblätter über Rohrleitungen stehen kurz vor der Verabschiedung.

Die Nennweiten der Rohre sind nach einer arithmetischen Reihe gestuft, die sich ziemlich eng an die alten Abmessungen der Normen des Vereins deutscher Gas- u. Wasserfachmänner anlehnt. Die Druckstufen sind nach einer geometrischen Reihe gestuft.

Man hatte zunächst versucht, an Bestehendem festzuhalten, d. h. die in der Praxis eingeführten Druckstufen möglichst beizubehalten. Der nicht gesetzmäßige Aufbau der Druckstufenreihe gab jedoch immer wieder zu Einsprüchen Anlaß. Die Folge war, daß die nahezu schon abgeschlossenen Arbeiten im Jahre 1923 noch einmal gänzlich umgestoßen und die Druckstufen auf einer abgerundeten geometrischen Reihe aufgebaut wurden. Seit dieser Zeit sind sämtliche Einsprüche verstummt.

Der Vorteil der neuen Reihe liegt darin, daß nicht mehr für jeden einzelnen Fall beliebige Drücke gewählt und hierfür Sonderkonstruktionen angefertigt zu werden brauchen. Das Verhältnis des Betriebsdruckes für Wasser zum Betriebsdruck für Gas und Dampf ist so geregelt, daß einem Nenndruck 40 ein zulässiger Betriebsdruck von 40 at für Wasser und ein zulässiger Betriebsdruck für Dampf und Gas von 32 at zugeordnet ist. Diese Druckstufe wird kurz bezeichnet mit D 32 W 40. Die zugehörigen Probedrücke betragen rd das 1,6-fache des Betriebsdruckes.

Von allgemeinem Interesse dürfte noch sein, daß bei der Normung der Flansche für die Schrauben stets eine durch 4 teilbare Zahl gewählt ist, um vierspindlige Bohrmaschinen verwenden zu können. Die Schraubenzahl 6 ist ausgemerzt. Für die Größe und Anzahl der Schrauben sind die Hamburger Normen von 1905 maßgebend gewesen. Für die Normung der gußeisernen Flanschenrohre selbst haben die Normen von 1882 weitestgehende Beachtung gefunden.

Neben diesen Rohrleitungen, die für Muffendruckrohre auch im städtischen Tiefbau für Gas- und Wasserleitungen Verwendung finden, sind für den Bauingenieur die Normen für Grundstücks- und Straßenentwässerungen von Bedeutung. Hier sei kurz auf die Abflußrohrnormen DIN 364 und DIN 538 bis DIN 545 verwiesen, die aufgebaut sind auf den Normen von 1882 bzw. dem Ministerialerlaß von 1912.

Von den Betonrohren sind die runden und eiförmigen Profile genormt. In der Reihe der lichten Weiten ist eine Verminderung eingetreten. Die Wandstärken der Rohre sind nicht festgelegt, da Material und Herstellungsmethoden der Rohre in den einzelnen Erzeugungsstätten verschieden sind. Für die Haltbarkeit der Rohre ist die Wanddicke von untergeordneter Bedeutung, wenn, wie es hier geschehen ist, als Kriterium die Bruchlast vorgeschrieben ist. Weiter ist nunmehr die Normung der Steinzeugrohre durchgeführt. Es ist gelungen, die Toleranz in der Wanddicke gegen früher zu vermindern und einige nicht gebräuchliche Rohre auszumerzen.

Von den im Straßenbau benötigten Bauelementen sind Bordschwellen und Bordsteine, Bürgersteigplatten, Fußsteigplatten, Kleinpflaster und Mosaikpflaster in Zusammenarbeit mit den behördlichen Stellen und wirtschaftlichen Verbänden vereinheitlicht. Die für die Städteentwässerung notwendigen Hof- und Straßensinkkästen sind ebenfalls genormt. Die Hofsinkkästen sind in leichter und schwerer Ausführung durchgebildet, und zwar derart, daß der Rost des leichten Hofsinkkastens auch in den Rahmen des schweren Hofsinkkastens paßt. Dadurch wird erreicht, daß bei Übergang von leichtem auf schweren Verkehr lediglich eine Umwechslung des Rostes zu erfolgen braucht, um Sicherheit gegen Bruch zu haben.

Für die Straßenabläufe sind zwei Formen von Sinkkästen ausgearbeitet (s. Baunormung Nr. 1, 2 u. 10/1925). Die erste Art zeigt einen Rahmen in der heute noch meist gebräuchlichen Form mit nach unten konisch verlaufender Einführung, die zweite Form den Rahmen mit nach oben konischer Form. Diese Form wurde von den im Arbeitsausschuß vertretenen Städten als straßenbautechnisch günstiger bezeichnet. Die Konstruktion der Straßenabläufe ist nach dem Grundsatz durchgeführt, daß jeder Sinkkasten in allen seinen Teilen die gleiche Sicherheit aufweisen soll. Es ist also weniger Wert auf Gewichtsersparnis als auf Verkehrssicherheit gelegt worden.

Den Straßenbauer interessieren weiter die Normen für Straßenbrückenabmessungen (DIN 1071). Diese Normen für Straßenbrücken sind in sämtlichen Ländern Deutschlands anerkannt und durch Erlaß der zuständigen Behörden eingeführt. Ein Beiblatt gibt über die Anwendung dieser Brückenbreiten weiteren Aufschluß. Das Blatt über die Belastungsannahmen für Straßenbrücken ist ebenfalls seit einigen Monaten endgültig. Das Blatt über Berechnungsgrundlagen für Straßenbrücken befindet sich in Bearbeitung.

Die Normung der Personen- und Lastenaufzüge ist in diesem Jahre neu aufgegriffen (siehe Baunormung Nr. 3/1925 u. Nr. 12/1925). Die Abmessungen der Tief-, Breit- und Quadratkörbe sind bestimmten Laststufen zugeordnet für 100, 500 und 1000 kg Tragfähigkeit. Mit der Normung der Lastenaufzüge soll erreicht werden, daß nicht jeder Aufzug besonders bestellt und angefertigt werden muß, sondern daß bestimmte Laststufen bestimmten Fahrkorbgrößen entsprechen. Der Architekt und Bauingenieur wird in Zukunft bei der Projektierung von Aufzugsanlagen diesen Normen Rechnung tragen müssen.

Diese Normen werden noch Ende dieses Jahres endgültig werden, sobald die Bestimmungen über Einrichtung und Betrieb von Aufzügen abgeschlossen vorliegen.

Im Eisenbau sind die Streich- und Wurzelmaße sowie die Nietabstände der Profileisen festgelegt (DIN 1030 bis DIN 1033), ist die Normung der eisernen Fachwände und der Pfettenbefestigung erfolgt und sind Normblätter aufgestellt, die die Berechnung von Gerberpfetten erleichtern (DIN 1005 bis DIN 1012). Die Normungsarbeiten im Eisenbau, die weiterhin noch die Normung der Lager u. a. vorsahen, sind leider in der Inflationszeit abgebrochen worden und noch nicht weitergefördert.

Mit diesen Ausführungen möchte ich das Gebiet der Maßnormung verlassen und kurz auf die Werkstoffnormen eingehen. Die erste Gruppe umfaßt die Arbeiten für Eisen und Stahl, die zweite Gruppe die Arbeiten für Nichteisenmetalle. Sie ist vertikal untergliedert in die eigentlichen Werkstoffnormen und in die Formnormung. Die Werkstoffnormen für Eisen und Stahl sind zum Abschluß gebracht und in dem Beuth-Heft 1 zusammengefaßt. Sie behandeln die Eigenschaften des Materials, die zulässigen Toleranzen, die Werkstoffprüfung, die Abnahme- und Prüfbestimmungen und die Prüfmethoden. Die gleichen Arbeiten sind für Nichteisenmetalle durchgeführt (DIN 1751 bis DIN 1772). Aus der Formnormung ist insbesondere die Normung der Profile zu erwähnen. Die Normalprofilbuchkommission hat eine Überprüfung ihrer Arbeiten vorgenommen. Das vorläufige Ergebnis ist seinerzeit in der Baunormung Nr. 5/1925 veröffentlicht. Als wesentlich ist auf folgendes hinzuweisen:

Aus der I-Eisenreihe fallen in Zukunft die ungeraden Profile 11, 13, 15 usw. fort. Die U-Eisenreihe ist von 30 cm auf 40 cm Höhe ergänzt, und zwar hat diese Ergänzung stattgefunden durch Übernahme der Grundprofile der Schiffbauprofile. Ungleichschenklige Winkel sind um eine Anzahl vermehrt worden. Dadurch sind andererseits die als „sonstige ungleichschenklige Winkel" geführten Profile in Fortfall gekommen, so daß praktisch eine Verminderung der Profile um rd. 50% erreicht ist. Wie die Reihe der gleichschenkligen Winkel künftig aussehen wird, kann heute noch nicht gesagt werden. Hierfür wird am 1. Dezember in Düsseldorf die Normalprofilbuchkommission einen Vorschlag ausarbeiten. Es ist auch nicht ausgeschlossen, daß die Normalprofilreihe eine grundsätzliche Änderung erfährt. Seit längerer Zeit sind Erwägungen im Gange und werden Vorschläge geprüft, die zwecks Verbesserung der Normalprofilreihe aufgestellt sind. Ich erwähne unter anderem den Vorschlag von Herrn Dr. Sonntag, den Vorschlag von Herrn Dr. Fischmann und den Vorschlag des Eisenbahn-Zentralamtes und noch einen neuerdings eingegangenen Vorschlag der Rombacher-Hütte. Welches Ergebnis diese Arbeiten haben werden, läßt sich heute allerdings noch nicht sagen.

Ein anderes Gebiet soll hier noch kurz erwähnt werden. Das ist das Gebiet der Normung der feuerfesten Baustoffe. Man ging hier heran mit der Absicht, einheitliche technische Lieferbedingungen aufzustellen, stellte jedoch dann fest, daß einheitliche Prüfvorschriften zwischen den Erzeugern und den großen Gruppen der Verbraucher noch nicht vereinbart waren und daß auch in den einzelnen Fabriken nach verschiedenen Prüfmethoden gearbeitet wird. Die Folge war, daß man zunächst herangehen mußte, Prüfbestimmungen für feuerfeste Baustoffe auszuarbeiten, deren erste Entwürfe in Nr. 11/1925 der Baunormung veröffentlicht worden sind.

Von den technischen Vorschriften für Bauleistungen möchte ich zunächst die technischen Vorschriften für Bauleistungen erwähnen, die vom Reichsverdingungsausschuß aufgestellt sind. Die Reichs-

hochbaunormung hatte im Jahre 1923 den Entschluß gefaßt, solche Bestimmungen zu bearbeiten, stellte jedoch diese Arbeit zurück, nachdem der Reichstag den Reichsverdingungsausschuß eingesetzt hatte, in dem der Obmann der Reichshochbaunormung Mitglied war. Die Arbeiten sind jetzt abgeschlossen und als Deutsche Industrie-Normen (DIN 1962 bis DIN 1985) herausgegeben, nachdem der Reichsverdingungsausschuß den Antrag an den Normenausschuß gerichtet hat, diese technischen Vorschriften in das Normensammelwerk aufzunehmen.

Als weitere technische Vorschriften sind hier die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zu erwähnen, die als DIN 1044 bis 1048 in den nächsten Tagen erscheinen werden, und die einheitlichen technischen Baupolizeibestimmungen, die sich mit der Beanspruchung von Flußeisen, Gußeisen, Holz und Mauerwerk aus künstlichen und natürlichen Steinen befassen, sowie Vorschriften für Verkehrslasten und Lastverminderung bei Bauwerken enthalten. Diese Arbeiten wären schon lange abgeschlossen, wenn nicht die viel umstrittene Knickfrage langwierige Verhandlungen notwendig gemacht hätte. Die Lösung ist ja inzwischen dergestalt gefunden, daß das vom Reichsverkehrsministerium eingeführte ω-Verfahren mit der vom Obmann der Baunormung — Herrn Prof. Gehler — aufgestellten Gebrauchsformel in Übereinstimmung gebracht ist und beide bereits in den Erlaß des preußischen Wohlfahrtsministeriums aufgenommen sind.

Alle diese Arbeiten haben aber bloß dann Wert, wenn sie nicht bloß auf dem Papier stehen, sondern auch in der Praxis des Bauwesens angewendet werden. Irgendwelche Zwangsmaßnahmen, die Normen in die Praxis einzuführen, bestehen natürlich nicht. Im Gegenteil, der Normenausschuß wehrt sich dagegen, wie es verschiedentlich, z. B. im Automobilbau, versucht wurde, den Normen Gesetzeskraft zu verschaffen. Sie müssen sich einführen lediglich durch ihre wirtschaftliche Zweckmäßigkeit und ihre innere Güte. Sache der Verbände, die an der Aufstellung der Normen mitgearbeitet haben, ist es, darauf hinzuwirken, daß die Normen in den angeschlossenen Betrieben eingeführt werden. Auch dadurch, daß die zuständigen Reichs-, Staats- und Kommunalbehörden bei der Vergebung von Bauaufträgen die jeweils in Betracht kommenden Normen zu Grunde legen und daß die technischen Hoch- und Mittelschulen die Normung in ihren Lehrplan aufgenommen haben, wird die Einführung der Normen in die Praxis wesentlich gefördert. Gerade für das Bauwesen ist die Umstellung auf die Normung nicht von so erheblicher wirtschaftlicher Bedeutung, wie für die mechanische Industrie, wo beispielsweise die Umstellung der Werkzeugindustrie große Summen an Kapital erfordert. Daß diese Kapitalien aufgebracht werden, ist der beste Beweis dafür, welche wirtschaftlichen Vorteile sich die Industrie von der Normung verspricht.

Nach Überzeugung derjenigen Kreise, auf die sich unsere Arbeiten stützen, ist es eine Schicksalsfrage für die deutsche Technik, ob sie rechtzeitig und schnell genug die Entwicklung erfaßt, denen sie nicht aus freiem Entschlusse, sondern unter dem Zwange der Verhältnisse folgen muß. Bis vor einigen Jahren war die Tätigkeit unserer deutschen Ingenieure vielfach einseitig vom konstruktiven Gedanken beeinflußt. Sicher ist, daß wir auf diesem Wege alle die technischen Höchstleistungen vollbracht haben, die die deutsche Technik sich auf ihre Fahnen schreiben darf. Wenn aber heute mehr als früher neben der reinen Gestaltung die Forderung der wirtschaftlichen Betriebsführung und Fertigung schärfer hervortritt, so ist dies eine folgerichtige Entwicklung, die sich in einem schnelleren Schrittmaße vollzogen hat als in vorangegangenen Jahrzehnten. Unsere wirtschaftliche Lage, die im wesentlichen bestimmt wird durch das Versailler Diktat und seine Folgen, weit mehr aber noch durch den Aufschwung der Länder, die früher unsere Kunden waren, verlangt eine zielbewußte Verwertung der technischen Erkenntnisse für die wirtschaftliche Fertigung. Ein Weg, um den Vorsprung, den das Ausland gewonnen hat, wieder einzuholen, ist unter anderen Mitteln die Normung und Typung.

Sitzungsbericht

Fachnormenausschuß für den Bergbau

Unterausschuß Bagger-Ersatzteile

Sitzung in Halle a. d. Saale am 15. Oktober 1925

Zur Erörterung standen die eingelaufenen Einsprüche zu den in der Baunormung Hefte 8 und 9 vom 31. Juli bzw. 28. August 1925 veröffentlichten Normblattentwürfen DIN E 1266 bis DIN E 1278.

Für alle Normblätter wurde grundsätzlich beschlossen, von einer Angabe des Werkstoffes für die einzelnen Konstruktionsteile abzusehen. Abgesehen von kleinen redaktionellen Änderungen in Form und Fassung der Normblätter wurde folgenden Einwänden stattgegeben.

Zu DIN 1266 — Eimerbagger Baggertypen

Die einheitliche Darstellung der Schüttklappen bei allen Typen wird so, wie sie beim S-, ES- und DS-Bagger schon vorhanden sind, beschlossen. Weiter ist bei den Schwenkbaggern der bewegliche Teil vom feststehenden durch zwei Trennungsstriche kenntlich zu machen. Eine Anregung, für die Baggertiefe „T" an Stelle von t zu wählen, wird abgelehnt.

Genormte Ersatzteile eines Eimerkettenbaggers DIN 1266 bis DIN 1278

Zu DIN 1267 — Übersicht

Für die Kettenteilung wird t statt l gewählt. Die Bezeichnung Flachschake wurde in Dünnschake geändert. Bei der Schakenbuchse wird an Stelle der Bezeichnung Bohrung „Innendurchmesser" gesetzt. Der Anregung, für die Schakenbuchse bei 50 l Eimerinhalt die Dicke s in 5 mm zu ändern, wird nicht stattgegeben, das Maß 5,5 mm wird beibehalten. Die Spielräume von 1 mm für alle Bolzen bleiben bestehen. Der Innendurchmesser d_1 der Schakenbuchsen für 50 l Eimerinhalt wird 31 mm. Für den Splint soll die die Form kennzeichnende Bezeichnung Flachsplint gesetzt werden. Der Vorschlag im Bildstock beim Schnitt der Schakenbohrung, die Schakenbuchse mit darzustellen, wurde abgelehnt.

Zu DIN 1268 — Eimerkettenschaken

Sinngemäß zu DIN 1267 erhält die Kettenteilung die Bezeichnung t. Für Flachschake wird die Bezeichnung Dünnschake gesetzt und im Bildstock wird die Nase der Dünnschake angedeutet. Für die Dünnschake ist ein besonderes Bezeichnungsbeispiel aufzunehmen. Als Fußnote wurde für die herstellenden Firmen als Ausführungsbestimmung aufgenommen:

„Die Ausführung der Aussparungen zu Gewichtserleichterungen bleibt den Herstellern überlassen."

Zu DIN 1269 — Schakenbuchsen

Der Antrag auf Änderung der Dicke für die Schakenbuchse mit dem Außendurchmesser von 42 mm hat schon durch den Beschluß zum gleichen Punkt für DIN 1267 seine Erledigung gefunden. Weiter wird beschlossen, für die Schakenbuchsen für Dick- und Dünnschake je ein Bezeichnungsbeispiel aufzunehmen.

Zu DIN 1270 — Kettenbolzen und Flachsplinte

Die Angabe der Gesamtlängen und Kuppenmaße wird für überflüssig erklärt. Das Splintloch soll künftig nur parallel zur Kopflänge ausgeführt werden. Für die Bezeichnung Flachsplint findet der Beschluß wie für DIN 1267 sinngemäß Anwendung.

Zu DIN 1271 — Eimer

Die Bezeichnung Schleifsohle wird abgeändert in Gleitsohle. In der vergrößerten Lochdarstellung ist 2 mm als Mindestmaß für die Höhe der Bohrung einzutragen. Der Antrag auf Festlegung aller Einzelmaße der Eimermesser und der Dicke der Messer als Verhältnismaß (10%) zur Breite und nur einer Messerbreite wird abgelehnt. Der Ausschuß hält die Festlegung der Messerbreite und Dicke den Eimergrößen entsprechend, wie sie in dem Normblattentwurf enthalten ist, für ausreichend.

Zu DIN 1272 — Durchfahrtprofil

Hierzu liegt die Anregung vor, die Maßeintragung in gleicher Weise wie beim Normalprofil der Reichsbahn vorzunehmen und die Eintragung der verschiedenen Wagengattungen fortzulassen, so daß nur das lichte Durchfahrtprofil mit den Abständen von den Konstruktionsteilen des Baggers gezeichnet wird; der Ausschuß beschloß, der Anregung zu folgen. Ein weiterer Antrag, die Fahrdrahtleitung, die in das Profil hineinragt, aus dem Profil herauszunehmen und das Profil durch Änderung einiger Maße so auszubilden, daß es mit dem Stromabnehmer für elektrische Lokomotiven abschließt und die Fahrdrahtleitung das Profil berührt, wird ebenfalls angenommen.

Zu DIN 1273 — Baggerräder

Zur Kennzeichnung der Lagerhaltung soll in der Tabelle die Laufbreite von 180 und 270 mm in getrennten Spalten aufgeführt werden. Für die Bohrung der Naben werden als Kleinstmaß 100 mm, als Größtmaß 140 mm festgelegt.

Zu DIN 1274 — Schleifschienen

Die Überschrift wird nach obigem Beschluß in Gleitschienen geändert. Die Untertitel Hartstahlschiene und Flußstahlschiene werden mit Rücksicht auf den Beschluß, jede Werkstoffangabe fallen zu lassen, in kurze und lange Gleitschiene umgeändert. Als Berichtigung des veröffentlichten Entwurfes wurde festgestellt, daß die Breite b für 500 und 600 l Eimerinhalt 110 mm, die Dicke s für 200 bis 400 l Eimerinhalt 20 mm beträgt.

Zu DIN 1275 — Leitrollen

Die Anfrage, ob Bohrung und Anlage mit Bearbeitungszeichen versehen werden sollen, wird dahin beantwortet, daß die Lieferung im rohen Zustand gewünscht wird, da die Bearbeitung auf den Werken je nach Bedarf selbst vorgenommen wird.

Zu DIN 1276 — Leitrollenwellen

In dem Bildstock sollen Rollennabe und Lager dünn angedeutet und das Maß L_1 als Rohmaß eingetragen werden. Die Länge l zwischen den Rollennaben beträgt für den Eimerinhalt von 100 l nicht, wie in der Veröffentlichung angegeben, 750 mm, sondern 735 mm. Die Angabe von Passungen für d_1 wurde abgelehnt.

Zu DIN 1277 — Leitrollenlager

Das Maß für die Lagerhöhe bei Eimerinhalten von 300 bis 600 l wird von 150 auf 110 mm geändert.

Zu DIN 1278 — Lenkrollen

Die Rollen von 1000 mm Laufdurchmesser werden nicht — wie in der Veröffentlichung angegeben — von 150 l Eimerinhalt aufwärts, sondern von 100 l Eimerinhalt an aufwärts im Normalblatt aufgenommen. Auch für dieses Blatt wird die Bearbeitungsangabe für unnötig befunden.

Die Festlegung von Toleranzen für die Kettenbolzen wird befürwortet. Ein Vorschlag soll ausgearbeitet werden. Dem Einwand eines Werkes gegen die festgesetzten Maße für die Kettenteilung, die in dem betreffenden Betrieb die Auswechslung der gesamten laufenden Ersatzteile von fünf Baggern bedingt, wurde die Notwendigkeit einer teilweisen Umstellung fast aller Betriebe entgegengehalten. Diese Umstellung kann aber so erfolgen, daß nacheinander die Einzelteile auf Normteile umgestellt werden.

Die Normblattentwürfe werden nunmehr dem Vorstand des Normenausschusses zur Genehmigung zugeleitet.

Die Normung der Ersatzteile für Absetzapparate soll erst in späterer Zeit in Angriff genommen werden, da die Entwickelung dieser Geräte noch zu sehr in Fluß ist. Der Vertreter des Deutschen Braunkohlen-Industrievereins stellt darauf fest, daß mit dieser Sitzung die Normung der Eimerbagger-Ersatzteile zum Abschluß gekommen ist, und dankt den Mitarbeitern für die geleistete Arbeit.

Begriffe und Zeichen der Schweißtechnik

Der Fachausschuß für Schweißtechnik hat Zeichen und Begriffe einheitlich festgelegt und in der Zeitschrift „Maschinenbau" Heft 20 vom 1. Oktober 1925 und in weiteren Fachzeitschriften veröffentlicht. Festgelegt sind die Ausführungen der Zeichnungen und die Benennungen für Gasschmelzschweißung, Lichtbogenschweißung und die Widerstandsschweißung. Man unterscheidet nach der Form und Lage der Schweißenden den Bördelstoß, J-Stoß, V-Stoß, X-Stoß, den überlappten Stoß, den Laschenstoß, Stirn-, Winkel- und T-Stoß.

Ferner unterscheidet man nach der Ausführungsform der Schweißnaht die Flachnaht, die Wulstnaht, leichte Kehlnaht und volle Kehlnaht und schließlich nach der Art der Schweißung die durchlaufende Naht und die unterbrochene Naht.

Für die Schweißverbindungen sind der Stumpfstoß, der überlappte Stoß, der T-Stoß und Winkelstoß festgelegt. Beim überlappten Stoß und T-Stoß wird unterschieden zwischen durchlaufendem, unterbrochenem und durchlaufendem und unterbrochenem Stoß. Beim Winkelstoß unterscheidet man durchlaufenden sowie durchlaufenden und unterbrochenen Stoß.

Die elektrische Widerstandsschweißung zerfällt der Art nach in Stumpfschweißung, Abschmelzschweißung, Punktschweißung, Nahtschweißung und Stumpfnahtschweißung.

Hinsichtlich der Begriffe unterscheidet man Preßschweißen und Schmelzschweißen. Die Preßschweißung zerfällt in die Hammerschweißung, in die elektrische Widerstandsschweißung und die Thermitschweißung.

Die Schmelzschweißung zerfällt in das Zu- und Ablaufgieß-Verfahren, die Thermitschweißung, die Lichtbogenschweißung, die Gasschmelzschweißung. Adrian.

Erläuterungen

DIN 1361—1365 Lastenaufzüge

Der Abdruck des Blattes DIN 1361 stellt als Leitblatt der Gruppe Lastenaufzüge DIN 1361—1365 die Fahrkorbgrößen in graphischer und tabellarischer Form dar. Gegenüber den in der Baunormung Heft 3 vom 10. März 1925 veröffentlichten Entwürfen ändert sich die jetzige Fassung lediglich durch eine gleichmäßigere Stufung der Fahrkorbgrößen, die auf Anregung der Badischen Anilin- und Sodafabrik Ludwigshafen a. Rh. von dem Verband der Aufzugsfabrikanten festgelegt wurden.

Durch die Änderung der Fahrkorbabmessungen ändern sich folgerichtig die Zahlenwerte in den Normblattentwürfen DIN 1362 bis 1365, deren Grundaufbau jedoch bestehen bleibt. Die Blätter werden daher nicht nochmals zur Kritik gestellt, sondern nach Umrechnung dem Vorstand zur Genehmigung unterbreitet, gleichzeitig mit der endgültigen Fassung der technischen Grundsätze für den Bau und Betrieb von Aufzügen.

Noch nicht endgültig

Lastenaufzüge mit und ohne Führer
Fahrkorbgrößen — Aufzüge — **DIN 1361**

Maße in mm

Tiefen: 3000, 2750, 2500, 2250, 2000, 1750, 1500, 1300, 1100
Breiten: 1100, 1300, 1500, 1750, 2000, 2250, 2500, 2750, 3000
Tiefkörbe — Tiefkörbe — Quadratkörbe — Breitkörbe — Breitkörbe

Tiefkörbe	Breitkörbe	Quadratkörbe
1100 × 1500	1500 × 1100	1100 × 1100
1100 × 2000	2000 × 1100	1300 × 1300
1300 × 1750	1750 × 1300	1500 × 1500
1300 × 2250	2250 × 1300	1750 × 1750
1500 × 2000	2000 × 1500	2000 × 2000
1500 × 2500	2500 × 1500	2250 × 2250
1750 × 2250	2250 × 1750	2500 × 2500
1750 × 2750	2750 × 1750	2750 × 2750
2000 × 2500	2500 × 2000	3000 × 3000
2000 × 3000	3000 × 2000	
2250 × 2750	2750 × 2250	
2500 × 3000	3000 × 2500	

Die angegebenen Maße sind Lichtmaße.
Lichtmaße sind die wirklich zur Verfügung stehenden Nutzmaße.
Laststufen mit Fahrkorbgrößen siehe DIN 1362.

November 1925. Verband der Aufzugsfabrikanten.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Ingenieurhaus

4. Jahrgang — 18. Dezember 1925 — Nr. 13

INHALT:

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig — DIN 1043

Traß

Inhalt:

1. Begriffserklärung

Traß im Sinne der Bautechnik ist feingemahlener, vulkanischen Auswurfsmassen entstammender Tuffstein, sofern das Steinmehl nach Mischung mit Kalkhydrat ein an der Luft und unter Wasser erhärtendes Bindemittel ergibt und die unter 3 bis 6 angegebenen Eigenschaften aufweist. Das spezifische Gewicht dieser Trasse liegt im allgemeinen zwischen 2,3 und 2,5.

2. Verpackung und Gewicht

Traß wird in Säcken oder lose verladen geliefert. Die Säcke müssen außer der Firma oder der Werkmarke und dem Ursprungsort als Aufschrift das Wort „Traß" tragen. Das Rohgewicht muß auf den Säcken angegeben sein. Bei lose geliefertem Traß müssen diese Angaben aus der Versandurkunde ersichtlich sein.

3. Gehalt an hydroskopischem Wasser und an Hydratwasser. Glühverlust

Traß soll in der Regel nicht unter 7% Hydratwasser (chemisch gebundenes Wasser) enthalten. Ein geringerer Gehalt (bis zu 6%) wird nicht beanstandet, wenn die in den Normen vorgeschriebenen Festigkeiten erreicht werden.

a) Vorbereitung der Proben für die Glühverlustbestimmung

Von dem zu untersuchenden Traß wird eine Durchschnittsprobe von etwa 20 g entnommen und in einer Reibschale soweit zerkleinert, daß das Pulver durch ein Sieb von 900 Maschen auf 1 cm² völlig hindurchgeht.

Muß der zu untersuchende Traß aus angelieferten ungemahlenen Tuffsteinen in der Versuchsanstalt erst hergestellt werden, so ist darauf zu achten, daß die aus den Steinen entnommene Probe eine möglichst richtige Durchschnittsprobe von ungefähr 10 kg aus der Lieferung darstellt und daß die entnommenen Steine genügend durcheinander gemischt werden.

Die 10 kg faustgroßer Stücke sind im Mörser zu zerstoßen, bis auf dem Sieb mit einer Masche auf 1 cm² kein Rückstand bleibt. Von dem Siebgut ist nach gründlichem Durchmischen 1 kg zu entnehmen und soweit zu zerkleinern, daß es auf dem 60-Maschensieb keinen Rückstand läßt. Von diesem Siebgut sind 100 g fein zu reiben, bis auf dem 900-Maschensieb kein Rückstand verbleibt.

b) Ermittelung des Trockenverlustes

Um die Menge des hygroskopischen (mechanisch festgehaltenen) Wassers zu bestimmen, werden von der nach der Vorschrift unter a) vorbereiteten Traßmenge 10 g in einem Wiegegläschen mit eingeschliffenem Stopfen und einer Bodenfläche von mindestens 4 cm Durchmesser gefüllt. Das Gläschen wird offen mit geneigt auf die Öffnung gelegtem Stopfen in einen Trockenschrank mit Wasserumspülung und Lufterneuerung gebracht und während drei Stunden gleichmäßig auf annähernd 98 ° erhitzt. Zu beachten ist, daß die Flamme nicht unter dem Boden des Schrankes hervorschlägt und die Tür erhitzt, da hierdurch der Trockenraum stärker erwärmt wird, als es das kochende Wasser bedingt. Ferner ist darauf zu achten, daß sich keine Wasserdämpfe im Innern des Schrankes niederschlagen können.

Dann wird das Gefäß mit dem warmen Stopfen verschlossen, herausgenommen und zum Abkühlen in einen Exsikkator gebracht. Die dann festgestellte Gewichtsabnahme wird als der Gehalt des Trasses an hydroskopischem Wasser angesehen.

Für die genaue Ermittelung des mechanisch gebundenen Wassers ist die Trocknung bei ungefähr 98 ° bis zu gleichbleibendem Gewicht fortzusetzen. Für die Praxis werden aber meistens drei Stunden Trockenzeit genügen, da nach dieser Zeit die Gewichtsabnahme nur noch zehntel Prozent zu betragen pflegt, um welche sich der Glühverlust alsdann höher stellt.

c) Ermittelung des Glühverlustes

Vor Feststellung des Hydratwassers ist zu untersuchen, ob Karbonate im Traß enthalten sind, d. h. ob der Traß Kohlensäure enthält. Dies kann durch Behandlung einer kleinen Menge gepulverten Trasses mit Salzsäure ermittelt werden. Wird keine Kohlensäure im Traß gefunden, so werden zur Bestimmung des Glühverlustes von der nach der Vorschrift unter a) vorbereiteten Traßprobe 10 g (die zweite Hälfte der vorbereiteten Menge) in einem Platin- oder Porzellantiegel entweder 30 Minuten lang über dem Gasgebläse oder im Hempelschen Glühofen mindestens 40 Minuten lang bis zur Rotglut erhitzt. Hierbei darf die Anfangserwärmung des Trasses, der außer Wasser auch Luft enthält, nur langsam gesteigert werden, so daß erst in fünf bis zehn Minuten Rotglut eintritt. Bei zu schneller Erhitzung reißen das heftig austretende Wasser und die eingeschlossene Luft feine Teile des Trasses mit sich, wodurch Stoffverlust entsteht, der sich fälschlich als Glühverlust geltend machen würde.

Nach Ablauf der Glühzeit ist der Tiegel mit einer angewärmten Zange sofort zum Erkalten in einen Exsikkator zu bringen. Nach dem Erkalten wird die Gewichtsabnahme festgestellt.

Bei Berechnung des Glühverlustes (Hydratwasser) ist von dem Gewichtsverlust des geglühten Trasses der Gewichtsverlust des gleichzeitig getrockneten Trasses (das hygroskopische Wasser) in Abzug zu bringen. Der dann noch bleibende Gewichtsverlust des geglühten Trasses ist in Prozenten, bezogen auf die Gewichtsmenge des vorgetrockneten Trasses ohne hygroskopisches Wasser, zu berechnen.

Für den Fall, daß der Traß Kohlensäure enthält, kann zu ihrer Bestimmung und zu der des Hydratwassers nachstehende Apparatur verwendet werden.

Einspruchsfrist bis 1. Februar 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Fortsetzung Seite 66

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

Traß

DIN 1043

Einspruchsfrist bis 1. Februar 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Im elektrischen Ofen werden in einem Porzellanschiffchen 5 g nach 3 b getrockneten Trasses bei rund 1100° bis zur Gewichtsgleichheit geglüht. Hierbei wird ein Luftstrom durch die Apparatur gesandt. Zur Befreiung von Kohlensäure durchstreicht die Luft vor dem Ofen den Turm T_2 mit Natronkalk und zur Befreiung von Feuchtigkeit den Turm T_1 mit Calciumchlorid gefüllt.

Hinter dem Ofen wird in dem Röhrchen U_1 mit Calciumchlorid[1]) das Hydratwasser, in dem Röhrchen U_2 mit Natronkalk die Kohlensäure zur Absorption gebracht. Die Mengen werden durch Wägen festgestellt.

4. Mahlfeinheit

Traß soll auf einem Sieb von 900 Maschen auf 1 cm² nicht mehr als 20% Rückstand aufweisen. Die Maschenweite des Siebes soll 0,222 mm betragen. Maßabweichungen von 0,200 bis 0,240 sind zulässig.

Für das Sieben sind je 100 g bei 98 bis 100° getrockneten Pulvers zu verwenden.

Aus der Feinheit der Mahlung allein läßt sich nicht auf die Güte des Trasses schließen.

5. Festigkeitsproben

Traß ist in Mischung mit Kalk und Sand nach einheitlichen Verfahren auf Festigkeit zu prüfen und zwar in Form von Zugprobekörpern mit 5 cm² Zerreißquerschnitt und von Würfeln mit 50 cm² Fläche.

Um die erforderliche Einheitlichkeit bei den Prüfungen zu wahren, sind gleichartige Apparate und Geräte zu benutzen.

6. Zug- und Druckfestigkeit

Mörtelkörper aus 1 Gewichtsteil Traß, 0,8 Gewichtsteilen Normenkalkpulver und 1,5 Gewichtsteilen Normensand sollen nach 28 Tagen Erhärtung — 3 Tage in feuchter Luft von 15 bis 20°, 25 Tage in Wasser von gleicher Wärme — mindestens 16 kg/cm² Zugfestigkeit und 120 kg/cm² Druckfestigkeit aufweisen. Als entscheidende Probe soll die Druckprobe gelten[2]).

Erläuterungen

Um zu zuverlässigen Ergebnissen zu gelangen, muß an allen Versuchsstellen Kalkpulver von gleicher Beschaffenheit und Zusammensetzung (Normenkalkpulver) sowie Sand von gleicher Korngröße und Beschaffenheit (Normensand) benutzt werden.

Das deutsche Normenkalkpulver wird aus Normenkalk gewonnen. Dieser stammt aus den reinsten Kalksteinen des Bruches Christinenklippe zu Rübeland, der Vereinigten Harzer Kalkindustrie zu Elbingerode. Die Herstellung und Verpackung steht unter Aufsicht des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem.

Große, möglichst reine Stücke dieses Kalksteines werden im Ringofen im Großbetriebe gebrannt. Von den gebrannten Stücken werden die reinsten ausgesucht, von allen anhaftenden Verunreinigungen, Krebsen, Schlacken usw., befreit und abgelöscht. Beim Löschen bleibt das Löschwasser über dem Kalk einige Zeit stehen und nur die obersten Dreiviertel der Kalkmilch werden in die Grube abgelassen, so daß die schwer löschenden Teile in der Pfanne zurückbleiben.

Die Kalkmilch wird in eine zweiteilig gemauerte Grube abgelassen, von der die eine Hälfte stets gefüllt und verschlossen gehalten wird, während aus der anderen Hälfte der Normenkalk, in luftdicht verschlossenen Gefäßen unter der Plombe des Materialprüfungsamtes in den Handel gebracht wird[3]).

Aus diesem Normenkalk ist das Normenkalkpulver wie folgt herzustellen:

Der Kalkteig wird in einer etwa 2 cm dicken Schicht auf Blechen ausgebreitet und in einem Dampftrockenschrank gebräuchlicher Ausführung bei 90° bis 95° bis zu gleichbleibendem Gewicht getrocknet. Dies wird in 5 bis 6 Stunden erreicht. Der trockene Kalk ist im Traßkollergang zu mahlen und auf dem 900-Maschensieb abzusieben. Das so erhaltene Normenkalkpulver ist sogleich zu verwenden und nur in der für die jeweilige Traßprüfung nötigen Menge frisch herzustellen, da bei längerer Lagerung dieses Kalkpulver aus der Luft Kohlensäure aufnimmt, dadurch eine Änderung erfährt und unwirksam wird.

Der deutsche Normensand wird aus einem tertiären Quarzlager der Braunkohlenformation in der Nähe von Freienwalde a. d. Oder gewonnen. Der fast weiße Rohsand wird in einer Waschmaschine gewaschen und künstlich getrocknet. Auf zwei Schwingsieben verschiedener Maschenweite, die pendelnd aufgehängt sind, wird der trockene Sand abgesiebt. Von jeder Tagesfertigung wird eine Probe auf Korngröße und Reinheit im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem untersucht.

Zur Prüfung der Korngröße dienen Siebe aus 0,25 mm dickem Messingblech mit kreisrunden Löchern von 1,350 und 0,775 mm Durchmesser[4]).

Der nach wiederholten Kontrollproben für gut befundene Normensand wird gesackt und jeder Sack mit einer Plombe des Staatlichen Materialprüfungsamtes verschlossen[5]).

7. Herstellung der Probekörper zur Ermittlung der Zug- und Druckfestigkeit

a) Mischen des Mörtels

Der Traßmörtel aus
1 Gewichtsteil Traß
0,8 Gewichtsteilen Normenkalkpulver
1,5 Gewichtsteilen Normensand
ist in dem Traßnormenkollergang wie folgt zu mischen:

1 kg des Trasses im Anlieferungszustand und 0,8 kg Normenkalkpulver sind 1 Minute lang trocken und nach Zusatz des gesamten erforderlichen Wassers nochmals 1 Minute lang in einer Schüssel mit einem Löffel zu mischen. Die Mischung ist im Traßnormenkollergang[6]) gleichmäßig zu verteilen und durch 25 Tellerumdrehungen zu bearbeiten. Diesem Gemisch ist der Normensand in dem vorgeschriebenen Anteil unter gleichmäßiger Verteilung im Kollergang zuzusetzen und die Masse nochmals im Kollergang unter Anwendung von 50 Tellerumdrehungen durchzuarbeiten. Der Mörtel soll erdfeucht sein, d. h. sich in der Hand eben noch ballen lassen.

Der Durchmesser des Kollers beträgt 300 mm, die Breite 170 mm. Abweichungen bis zu ± 1% sind zulässig. Sein Gewicht beträgt 84 kg ± 2 kg, das Gewicht der Kollerachse einschließlich Kulissen und Abstreicher 5,5 kg ± 0,2 kg. Die minutliche Umdrehungszahl der Schüssel beträgt 8.

b) Formarbeit

Aus dem formgerecht bereiteten Mörtel sind Zug- und Druckproben in den für die Zementprüfungen üblichen Formen und Größen zu fertigen.

210 g des Mörtels werden in die Normenzugformen und 860 g in die Normendruckformen eingefüllt und mit 150 Schlägen des Normenhammerapparates (Bauart Böhme mit Festhaltung Martens) gleichmäßig eingerammt.

Die Oberfläche der so hergestellten Probekörper wird mit einem Messer abgestrichen, geglättet und gezeichnet. Die Körper werden mit der Form auf nicht saugenden Unterlagen (Glasplatten) in feuchtgehaltene bedeckte Kästen gebracht und die Zugproben nach ungefähr einer halben Stunde, die Druckproben nach ungefähr 2 Stunden entformt.

Drei Tage nach Herstellung werden die Körper unter Wasser von 15° bis 20° gelagert. Das Wasser wird während der Lagerzeit nicht erneuert. Soweit es verdunstet, wird es durch Wasser gleicher Wärme ersetzt.

c) Prüfung

Die Körper sind unmittelbar vor der Prüfung aus dem Wasser zu nehmen.

Der Druck ist stets auf zwei Seitenflächen des Würfels, nicht aber auf die Bodenfläche und die bearbeitete obere Fläche des Würfels auszuüben.

Um zuverlässige Durchschnittswerte zu erhalten, sind mindestens 10 Zugproben und 5 Druckproben gleicher Mischung zu prüfen.

[1]) Da das Calciumchlorid eine basische Verbindung enthält, die an sich etwas Kohlensäure absorbiert, so muß man vor dem Versuch etwa 2 Stunden lang trockene Kohlensäure und dann etwa 2 Stunden lang trockene Luft durch das Röhrchen U_1 gehen lassen.

[2]) Eine 7-Tage-Probe, 3 Tage in feuchter Luft und 4 Tage in Wasser erhärtet, ist in Aussicht genommen.

[3]) Den Vertrieb des Normenkalkes hat das Chemische Laboratorium für Tonindustrie, Berlin NW 21, Dreysestr. 4, übernommen.

[4]) Die Kontrollsiebe fertigt das Staatliche Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.

[5]) Den Verkauf dieses plombierten „Deutschen Normensandes" hat das Laboratorium des Vereines deutscher Portland-Zement-Fabrikanten, Karlshorst, übernommen.

[6]) Herstellung und Verkauf des Traßnormenkollerganges erfolgt durch das Chemische Laboratorium für Tonindustrie, Berlin NW 21, Dreysestr. 4.

Fortsetzung Seite 67

Vorstandsvorlage | Noch nicht endgültig | DIN 1043

Traß

Erläuterungen

Zu a) Der in Vorschlag gebrachte Kollergang ist durch viele Versuche erprobt und für den beabsichtigten Zweck für geeignet befunden worden. Die Vereinbarung eines bestimmten Mischapparates war notwendig, um die unvermeidlichen Unregelmäßigkeiten der Versuchsergebnisse auf ein Mindestmaß einzuschränken.

Auch die Zahl der Tellerumdrehungen ist durch praktische Versuche erprobt. In der angegebenen Weise entsteht ein gleichmäßiger aber nicht übermäßig gekneteter Mörtel.

Die Verwendung plastischer Mörtel ist erwogen aber fallen gelassen worden, weil die Erfahrung gelehrt hat, daß mit plastischen Mörteln nur sehr schwer gleichmäßige Körper, die übereinstimmende Werte liefern, erzeugt werden können.

Zu b) Die Behandlung der Probekörper ist der Eigenart des Mörtelstoffes angepaßt. Besonders muß auf die Innehaltung der vorgeschriebenen Wasserwärme Wert gelegt werden, weil die Traßkalkmörtel im Anfange der Erhärtung gegen Kälteeinflüsse empfindlicher sind als andere Mörtel und weil auf vergleichbare Werte nur zu rechnen ist, wenn die Körper unter möglichst gleichbleibenden Bedingungen erhärten.

Zu c) Die Prüfung schließt sich dem Verfahren bei der Prüfung der Zementnormenkörper eng an. An der vorgeschriebenen Zahl der Einzelversuche mußte mit Rücksicht auf die den Prüfungsverfahren allgemein anhaftenden Unsicherheiten festgehalten werden.

Erläuterungen zu der Vorstandsvorlage

DIN 1043 Traß

Die auf der Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik am 27. 1. 1922 genehmigten „Grundsätze für die Prüfung von Traß" sind überarbeitet und in der nach den Beschlüssen der Sitzung am 26. September 1925 abgeänderten Form auf der Hauptversammlung des DVM am 21. November 1925 genehmigt worden.

Die frühere Fassung ist in folgenden Punkten geändert bzw. ergänzt worden:

Abschnitt 1 erhält den Zusatz: Das spezifische Gewicht normaler Trasse liegt zwischen 2,3 und 2,5

Abschnitt 3c: Bei der Ermittlung des Glühverlustes sind neue Angaben über die Bestimmung des Hydratwassers aufgenommen

Abschnitt 6: An Stelle des früher verwendeten Kalkteiges wird Normenkalkpulver verwandt. Die Mörtelmischung für die Probekörper ist nach Gewichtsteilen angegeben, die Zugfestigkeit ist von 14 auf 16 kg/cm², die Druckfestigkeit von 70 auf 120 kg/cm² erhöht

Der Abschnitt ist ergänzt durch die Angabe über die Herstellung des Normenkalkpulvers

Abschnitt 7: ist für die Prüfung mit Normenkalkpulver umgearbeitet

Der Ausschuß Traß des DVM hat einige neue Aufgaben in Angriff genommen, deren Erledigung längere Zeit in Anspruch nehmen wird. Es sind: Ermittelung der Unterlage für eine 7-Tage-Probe, Festlegung eines Verfahrens zur Bestimmung des günstigsten Wasserzusatzes, Festlegung eines Verfahrens zur Ermittelung des Kieselsäuregehaltes, Normung des Kollerganges. Die Herausgabe der Normen soll durch diese Arbeiten nicht aufgehalten werden.

Sitzungsberichte

Besprechung über die Normung von Glas

Sitzung am 30. Oktober 1925 in Berlin

Zweck der Besprechung war der Versuch, die an verschiedenen Stellen zur Zeit laufenden Arbeiten zur Vereinheitlichung der Prüfmethoden, Qualitätsbestimmungen und Abmessungen organisatorisch zusammenzufassen, um Doppelarbeit zu vermeiden und die Kenntnis der einzelnen Arbeiten den interessierten Stellen zu vermitteln.

Es wurde festgestellt, daß für diese Arbeit in Frage kommen:

1. Die Deutsche Glastechnische Gesellschaft mit ihren drei Fachausschüssen für
   Physik und Chemie,
   Wärmewirtschaft und Ofenbau,
   Bearbeitung des Glases von Hand und mit der Maschine
2. Der Verein Deutscher Chemiker
3. Der Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik mit seinem Ausschuß Glas
4. Die Reichshochbaunormung.

Herr Geheimrat Scheel wird gebeten, die zusammenfassende Führung der Arbeiten zusammen mit der Geschäftsstelle des Normenausschusses zu übernehmen. Die Deutsche Glastechnische Gesellschaft stellt sich den Normungsbestrebungen zur Verfügung. Sie wird in ihren einzelnen Fachausschüssen nach Anweisungen der Vorsitzenden der drei Fachausschüsse: Prof. Scheel, Dir. Weckerle und Dr. Wendler Unterkommissionen für Normungsarbeiten bilden. Diese Unterkommissionen sollen unter Führung von Obmännern stehen, die jeweils zur Bearbeitung stehende Aufgaben nach einem noch näher auszuarbeitenden Plane in ihren Ausschüssen behandeln. Das Ergebnis soll dann im Normenausschuß, der sich aus Vertretern der oben genannten Stellen zusammensetzt, behandelt und nach Durchberatung in den Mitteilungen des Normenausschusses und in den in Frage kommenden Fachzeitschriften als erster Entwurf veröffentlicht werden. Diese Veröffentlichung wird auch den wirtschaftlichen Verbänden mit der Bitte um Äußerung zugestellt und diese Äußerungen zusammen mit den auf Grund der Veröffentlichung einlaufenden Änderungsvorschlägen und Einsprüchen in gemeinsamer Beratung mit den wirtschaftlichen Verbänden weiter behandelt.

Der Verein Deutscher Chemiker und der Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik sollen ebenfalls gebeten werden, sich mit ihren Arbeiten in den hier vorgeschlagenen Rahmen einzugliedern.

Herr Geheimrat Scheel erklärt sich bereit, die Weiterentwicklung der Normungsarbeiten für Glas zunächst zu betreuen und der Geschäftsstelle des Normenausschusses zur Seite zu stehen.

Erste Beratung über die Normung der Kalksandsteine

Sitzung am 12. November 1925 in Berlin

Als Vertreter des Normenausschusses eröffnet Regierungsbaumeister Sander um 10[15] Uhr die Sitzung, begrüßt im Auftrage des Vorstandes des Normenausschusses die Vertreter der Reichs- und Staatsbehörden, der Materialprüfungsämter, des Reichsvereins der Kalksandsteinfabriken und des Baugewerbes und gibt der Hoffnung Ausdruck, daß die heute einzuleitenden Verhandlungen bald zu einem allseitig befriedigenden Ergebnis führen mögen.

Herr Sander berichtet, daß den Anstoß zur heutigen Besprechung Verhandlungen des Reichsvereins der Kalksandsteinfabriken mit dem Preußischen Wohlfahrtsministerium gegeben haben, in denen der Wunsch zum Ausdruck gebracht wurde, Normen für Kalksandsteine aufzustellen. Seitens des Preußischen Wohlfahrtsministeriums und des Preußischen Finanzministeriums wurde die Berechtigung dieses Wunsches anerkannt und die Regierungen der Länder Bayern, Sachsen, Baden und Württemberg um Stellungnahme und Mitarbeit gebeten. Sowohl das Sächsische Ministerium des Innern bzw. Ministerium der Auswärtigen Angelegenheiten wie auch das Staatsministerium des Innern in München weisen in ihren Antwortschreiben darauf hin, daß zweckmäßig diese Arbeit im Rahmen des Normenausschusses — insbesondere durch die Reichshochbaunormung — durchgeführt werden möchte. Das Preußische Wohlfahrtsministerium hat daraufhin den Normenausschuß, die weitere Bearbeitung der Kalksandsteinnormen zu übernehmen.

Die heutige Besprechung soll dem Zweck dienen, in freiem Meinungsaustausch festzustellen, welche Festlegungen getroffen werden sollen. Herr Sander bittet die Versammlung um Zustimmung, daß Herr Ministerialrat Dr. Kramer als Obmann der Reichshochbaunormung die Weiterleitung der Verhandlungen übernimmt. Herr Ministerialrat Kramer erklärt sich hierzu bereit.

Nachdem der Geschäftsführer des Reichsvereins der Kalksandsteinfabriken, Herr Ingenieur Krieger, nochmals kurz dargelegt hat, welche Gründe den Reichsverein veranlassen, auf eine Festlegung der Eigenschaften der Kalksandsteine als Norm zu dringen, wird in die Tagesordnung eingetreten.

1. Festsetzung des Begriffs Kalksandstein.

Nach längerer Aussprache wurde, vorbehaltlich redaktioneller Änderungen, folgende Fassung vorgeschlagen:

„Unter Kalksandstein versteht man einen Stein, der durch innige Vermengung von Quarzsand und Kalk entstanden, in Ziegelform gepreßt und unter Dampfdruck erhärtet ist."

2. Druckfestigkeit.

Die Aussprache führte zur Annahme folgenden vorliegenden Wortlautes:

Lufttrockene Kalksandsteine müssen im Mittel aus 10 Versuchen mindestens folgende Druckfestigkeit aufweisen:

Kalksandhartstein 250 kg/cm²; Kalksandstein 150 kg/cm²

Steine, welche die Druckfestigkeit von 150 kg/cm² im Mittel nicht erreichen, dürfen nicht den Namen Kalksandstein führen.

3. Gestalt.

Kalksandsteine müssen die Gestalt eines rechtwinklig begrenzten Körpers haben. Als Reichsmaß gelten die Abmessungen (Normalmaß):

25 cm lang, 12 cm breit, 6,5 cm hoch.

Andere Abmessungen sind zulässig, wenn das Reichsmaß wegen ört-

licher Gewohnheiten nicht hergestellt wird. Abweichungen in Länge, Breite und Höhe von 2 mm sind zulässig.

Kalksandhartsteine sind mit einem Krennzeichen zu versehen.

4. Wasseraufnahmefähigkeit.

Die Aussprache ergab, daß über die Wasseraufnahmefähigkeit der Kalksandsteine genügend Versuche vorliegen, um hierfür Zahlen anzugeben, daß dagegen für Kalksandhartsteine Versuche in nicht genügender Zahl bisher gemacht sind, um allgemein gültige Angaben zu machen. Es wird daher beschlossen, von einer Behandlung dieses Punktes vorläufig Abstand zu nehmen und Versuche anzustellen, deren Ergebnisse in dem noch einzusetzenden Arbeitsausschuß behandelt werden sollen.

5. Frostbeständigkeit.

Es wird ebenfalls festgestellt, daß wohl für die Frostbeständigkeit der Kalksandsteine genügend Unterlagen vorhanden sind, um Normen aufzustellen, dagegen nicht für Kalksandhartsteine. Vor der Festsetzung des Wortlautes der Normen sollen auch hier Versuche durchgeführt werden.

6. Feuerbeständigkeit.

Die Aussprache über die Feuerbeständigkeit der Kalksandsteine kommt zu dem gleichen Ergebnis wie bei der Wasseraufnahmefähigkeit und Frostbeständigkeit. Versuche, insbesondere von Kalksandhartsteinen, sollen vorgenommen werden.

7. Einsetzung eines Arbeitsausschusses.

Die noch zu klärenden Fragen sollen in einem Arbeitsausschuß behandelt werden, dem

Geheimrat Friedrich vom Preuß. Wohlfahrtsministerium,
3 durch den Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik zu benennende Vertreter der Materialprüfungsämter (vorgeschlagen werden: Dahlem, Dresden und Nürnberg),
3 Vertreter des Reichsvereins der Kalksandsteinfabriken,
3 Vertreter des Wirtschaftsbundes für das Baugewerbe,
der Obmann der Reichshochbaunormung und
ein Vertreter des Normenausschusses

angehören sollen.

8. Festsetzung des Termins der nächsten Sitzung.

Die Einberufung des Arbeitsausschusses wird für Dezember in Aussicht genommen. Es soll möglichst dahin gestrebt werden, daß die Arbeiten des Ausschusses bis Januar vorliegen. Der Arbeits-Ausschuß erhält die Ermächtigung, die Ergebnisse seiner Arbeiten dem Normenausschuß zur Veröffentlichung als Entwurf zu übermitteln, der sie dann mit der üblichen achtwöchigen Einspruchsfrist in den Zeitschriften des Normenausschusses und in den in Frage kommenden Fachzeitschriften zur öffentlichen Kritik stellt. Nach Ablauf der Einspruchsfrist soll der Gesamtausschuß zusammentreten und zu den eingelaufenen Einwänden und Anregungen Stellung nehmen.

Normalprofilbuchkommission

Vorbericht über die Sitzung am 1. Dezember 1925 in Düsseldorf

Die in der Baunormung Nr. 5 vom 10. Mai 1925 veröffentlichten Entwürfe über I-, [- und Z-Eisen wurden verabschiedet, nachdem beschlossen war,

1. die Spalten, welche die statischen Werte für den Mittenabstand zweier Profile mit gleichen Hauptträgheitsmomenten enthalten, zu streichen,
2. Angaben über Maß- und Gewichtsabweichungen nicht auf den Normblättern aufzunehmen,
3. die für den Fachwerkbau eingefügten I- und [-Eisen (I F 14 und [F 14) nicht in die Reihe der Normalprofile einzuschalten, sondern an den Schluß der Reihe zu setzen,
4. bei den Waggonbau-I-Eisen $80\frac{50}{80}$ für die Widerstandsmomente W_x und W_y nur die kleineren Werte (32,3 bzw. 8,5) aufzunehmen,
5. die inzwischen als notwendig festgestellten Abänderungen der Zahlenwerte und die Druckfehler richtigzustellen.

Die in der Baunormung Nr. 4 vom 10. April 1925 veröffentlichten Entwürfe über Quadrateisen, Bandeisen, Flacheisen und Breiteisen werden gänzlich zurückgezogen, da die aus der gesamten Industrie geäußerten Wünsche eine Beschränkung der Abmessungen unmöglich machen und es den Walzwerken keine Schwierigkeiten bereitet, diesen Wünschen gerecht zu werden. Es wird den einzelnen Industrie-Fachgruppen anheimgestellt, nach eigenem Bedarf eine Auswahl zu treffen und als Fachnormen festzulegen.

Die vom Verein deutscher Eisenhüttenleute in Vorschlag gebrachten Reihen für hochstegige und breitfüßige ⊥-Eisen werden angenommen. Bei den hochstegigen ⊥-Eisen werden die Profile 15.15.3, sowie die insbesondere für den Schiffbau benötigten Profile 160.160.15 und 180.180.18 neu hinzugefügt.

Die Reihe der gleichschenkligen Winkeleisen bleibt bestehen. Bei den Winkeln mit 100 mm Schenkellänge und größer sollen wechselweise einmal gerade, einmal ungerade Schenkeldicken vorgesehen werden.

Die Reihe der ungleichschenkligen Winkel wird in der vorgeschlagenen Weise (s. Entwurf DIN 1029, Baunormung Nr. 3 vom 15. 12. 1922) unter Beifügung der statischen Werte angenommen.

Bei den Zorreseisen soll geprüft werden, ob die bisherige Form oder die Hutform die günstigste ist. Die Profilreihe soll nach oben durch Zufügung von Profilen mit den Höhen 13 und 15 ergänzt werden.

Die Quadranteisen sollen nicht mehr in das Normensammelwerk aufgenommen werden, da sie praktisch kaum Verwendung finden. Sa.

Normen für Leistungsversuche an Wasserkraftanlagen

Von Regierungsbaumeister Eisner, Berlin

In letzter Zeit mehren sich Veröffentlichungen von neu getroffenen Vereinbarungen und Vorschlägen, die alle in ein- und derselben Richtung liegen: Man will Normen für Leistungsversuche an Wasserkraftanlagen, für die Durchführung von Wassermessungen bei Abnahmeversuchen einführen; dabei hält man es mit Recht auch für zweckmäßig, sich über eine einheitliche Bezeichnung der Wasserstands- und Abflußzahlen und die mit allen vorstehenden Begriffen zusammenhängenden Zeiträume (Kalender- und ähnliche Angaben), meteorologischen, hydrologischen und hydraulischen Größen zu einigen. Die Vorschläge und Festsetzungen gehen von den verschiedensten Interessentenkreisen (Behörden, Wasserkraftverbänden, Turbinenfirmen, Nutznießern usw.) aus und kommen fast aus allen Ländern der Erde. Hier seien aus der großen Reihe nur die folgenden Veröffentlichungen herausgegriffen:

1921 Normen für Leistungsversuche an Wasserkraftanlagen; aufgestellt vom Verein deutscher Ingenieure und vom Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverband e. V. Berlin
1924 Normen für Wassermessungen[1]) bei Durchführung von Abnahmeversuchen an Wasserkraftmaschinen; aufgestellt vom Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein
1924 Standard Test Code for Hydraulic Power Plants; issued by Authority of the Councils of the Institution of Civil Engineers and the Institution of Mechanical Engineers, London
1925 Neuer Normvorschlag für die Berechnung der Wasserkräfte (a) Wasserkräfte ohne Speicher, b) Speicherwasserkräfte), aufgestellt vom Wasserwirtschaftsverband der österreichischen Industrie auf Anregung des dem Hauptverband der Industrie Österreichs angegliederten Normenausschusses für Industrie und Gewerbe
1925 Bezeichnung der Wasserstands- und Abflußzahlen, aufgestellt von den am 17. bis 19. September 1925 in München versammelten Vorständen der reichsdeutschen Landesstellen für Gewässerkunde

In gewissem Zusammenhange hiermit stehen auch die schon viel früher gemachten Vorschläge von Th. Rümelin, betreffend Schaffung einer „Statistik der Wasserkraftanlagen" (vgl. „Die Wasserkraft" 1919/20), für deren Einrichtung entsprechend den Rümelinschen Gedanken seinerzeit im Bayerischen Energiewirtschaftsverband und im Bayerischen Ministerium schon Vorarbeiten vorlagen oder geplant waren; ebenso die Wertermittlungsuntersuchungen von A. Ludin und G. Waffenschmidt. Schließlich gehören auch die Bestrebungen des Verfassers auf Schaffung einheitlicher Formelzeichen für hydraulische und hydrometrische Untersuchungen, sowie für Berechnung der Wasser- kraftmaschinen hierher.

Auf Anregung von Herrn Geh. Rat E. Reichel wurde nun auf der Hydrauliktagung am 5. und 6. Juni d. J. in Göttingen der Hydraulikausschuß beim Verein deutscher Ingenieure gegründet, der es in seinen weiteren Arbeiten übernommen hat, einheitliche Bezeichnungen für das Gebiet der Strömungslehre zu schaffen[2]).

Auf der Weltkraftkonferenz 1924 wurde angeregt, möglichst internationale Normen für Wasserkraftanlagen aufzustellen. Canada brachte auf der Sekretärbesprechung 1925 den Zusatzantrag, eine einheitliche internationale Formelbezeichnung auf hydraulischem Gebiete einzuführen. Das deutsche Komitee hat den Verein deutscher Ingenieure beauftragt, die Vorarbeiten für die nächste Teilkonferenz 1926 in Basel auszuarbeiten.

Verwendung der Dinformate für Baupolizeizeichnungen in Berlin

Der Verwendung der Dinformate bei Zeichnungen und Plänen werden von der Baupolizei keinerlei Schwierigkeiten bereitet. Besondere Formate waren bisher lediglich in der Baupolizeiordnung für Spandau — (die am 1. 12. 1925 außer Kraft tritt) — und in den Vorschriften für die Be- und Entwässerung vorgeschrieben. Für letztere bestimmte die Polizeiverordnung vom 26. 10. 1910, die durch Verordnung vom 23. 3. 1921 auf Groß-Berlin ausgedehnt worden ist, im § 9, daß die Pläne in einer dem Reichsformat 21:33 cm oder einem Vielfachen desselben entsprechenden Größe hergestellt werden. Ferner, daß je ein Übersichtsplan des Grundstückes im Maßstab von 1:500 und die Grundrißzeichnungen im Maßstabe von 1:100 eingereicht werden. Hieraus ergibt sich, daß ein bestimmtes Dinformat für die Pläne nicht vorgeschrieben werden kann, da die Größe der Zeichnungen durch die Grundstücksgröße bedingt wird.

U. E. bestehen jedoch keinerlei Bedenken, das Dinformat A 4 oder ein Vielfaches für die Zeichnungen zu verwenden. Für die Übergangszeit können die bisher üblich gewesenen anderen Formate durch entsprechende Kniffung in dem Aktendeckel DIN C 4 untergebracht werden.

In der neuen Bauordnung für Berlin sind bestimmte Größen oder Formate nicht vorgeschrieben.

Daraus ergibt sich, daß gegen die Einreichung von Zeichnungen in Dinformaten keinerlei Bedenken bestehen. Magistrat von Berlin.

[1]) Wie weit man bei Normenfestsetzungen für Wassermessungen, für die dabei einzuschlagenden Auswertungsverfahren und Genauigkeitsermittlungen zweckmäßig zu gehen hat, wird erst die genauere Diskussion ergeben müssen; jedenfalls müssen die „Freiheiten innerhalb der Normen" größere sein, wenn es sich um Messungen natürlicher Vorgänge handelt, als bei Messungen an künstlichen Erzeugnissen (Schrauben, Röhren usw.) oder bei willkürlichen Setzungen (z. B. Belastungsvorschriften). — Einen ausgezeichneten Überblick über die wichtigsten heutigen Wassermeßverfahren gibt Ott im „Wasserkraft-Jahrbuch" 1924 (L. Pflaum-Verlag, München).

[2]) Die einheitlichen Bezeichnungen nach der Überarbeitung vom 17. X. 25 findet man z. B. in der „Wasserkraft" vom 1. 12. 25. S. 375-77.

LITERATURSCHAU*).

Bearbeitet und gesammelt von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1. Die Stahlherstellungsverfahren unter dem besonderen Gesichtspunkte der Edelstahlerzeugung. Von Dir. Dr.-Ing. ehrh. Eilender, Krefeld, Stahl u. Eisen 1924, Nr. 51, S. 1637—1644. Geschichtliches, Einfluß der Gase bei der Stahlherstellung, Einfluß des Sauerstoffes und das Desoxydationsproblem, die Desoxydation mit Mangan, Silicium, Aluminium; Schlacken im Stahl und die Zwischensubstanz, Änderung, Eigenschaften durch Sauerstoff bzw. durch Schlacken. Die Desoxydation mit Kohlenstoff, Richtlinien zur Erzeugung von Edelstahl, der Thomas- und Bessemerprozeß, die Herstellung von Edelstahl im Siemens-Martin-Ofen, die Edelstahlherstellung im Elektroofen, Schmelzen unter vermindertem Druck.

2. Die Eigenschaften der Edelstähle. Von Prof. Dr.-Ing. Goerens, Essen. Stahl u. Eisen 1924, Nr. 51, S. 1645—1659 m. 18 Abb. u. 1. Tafel. Beziehung zwischen Eigenschaften und Verhalten der Stähle in der Praxis. Wert der Festigkeitszahlen zur Beurteilung der Güte des Edelstahls. Die wichtigsten Baustähle und ihre Eigenschaften. Stähle für physikalische Anwendungsgebiete. Werkzeugstähle.

3. Vergleichende Untersuchungen über das Verhalten von Edelstahl beim Schmieden unter dem Hammer und unter der Presse. Von Dr.-Ing. Pacher u. Dr.-Ing. Schmitz, Düsseldorf. Stahl u. Eisen 1924, Nr. 51, S. 1668—1674 m. 6 Abb. Nachprüfung des verschiedenen Verhaltens der Stähle durch Warmkerbschlag- und Warmzerreißversuche. Wirkung einer normalen Vorschmiedung auf das weitere Verhalten der Stähle beim Schmiede-, Kerbschlag- und Zerreißversuch. Einfluß der verschiedenartigen Rekristallisation, der Zertrümmerung des Ledeburits und der Abkühlung durch die Schmiedesättel auf das verschiedene Verhalten des Schnelldrehstahls unter dem Hammer und der Presse. Folgerungen für die Praxis.

4. Über die Eigenschaften der Edelstähle bei den technischen Formgebungsbedingungen. Von Dr.-Ing. Siebel, Krefeld. Stahl u. Eisen 1924, Nr. 51, S. 1675—1678 m. 4 Zahlentafeln. Verhalten der Edelstähle beim Schmieden und Walzen. Festigkeitsziffern von Edelstählen bei hohen Temperaturen und statischer Beanspruchung. Untersuchungsverfahren zur Bestimmung der dynamischen Biegungsfestigkeit. Kaltversuche. Hoher Einfluß der Formänderungsgeschwindigkeit au' die Festigkeit beim Warmversuch. Verhalten der Edelstähle beim dynamischen Warmbiegeversuch. Deutung der Festigkeitssteigerung bei dynamischer Beanspruchung.

5. Die technisch-wirtschaftliche Bedeutung des Edelstahls. Von Dr. Böhler, Wien. Stahl u. Eisen 1924, Nr. 51, S. 1660 bis 1664 m. 4 Abb. „Stahl" und „Edelstahl". Grundlagen und Entwicklung der Edelstahlerzeugung. Die technisch-wirtschaftliche Bedeutung der Edelstahlerzeugung. Edelstahl als Verbilliger der Erzeugung und Anreger technischen Fortschritts.

6. Neue Beiträge zur Kenntnis des Tiegelzementstahles. Von Dipl.-Ing. Neuhauß, Solingen. Stahl u. Eisen 1924, Nr. 51, S. 1664—1668 m. 8 Abb. Gasuntersuchungen aus Zementierkisten, Untersuchungen über das Verhalten von Oxyden und Silikaten beim Zementationsprozeß und Glühungen im Vakuum bei 1120° bis 1160° bringen den Nachweis, daß der Tiegelzementstahl ein außerordentlich sauerstoffarmer Stahl ist. Das Verhalten des Schwefels und Phosphors bei der Zementation wird ermittelt.

7. Das Vanadin in Baustählen. Von Dr.-Ing. Hohagl u. Dipl.-Ing. Grützner, Essen. Stahl u. Eisen 1924, Nr. 51, S. 1713—1717 m. 6 Abb. Untersuchung des Einflusses von Vanadin auf Kohlenstoff- und auf Chromstahl; Vergleich eines vanadinhaltigen Chromstahles mit zwei Nickelchromstählen. Vanadin erhöht die Streck- und Bruchgrenze, setzt Dehnung, Einschnürung und Kerbzähigkeit herab. Gleiches Verhalten bei steigender Abschreckungstemperatur. Mit Chromnickelstählen sind gleich gute mechanische Eigenschaften wie mit Chromvanadinstählen zu erzielen.

8. Einfluß der Temperatur auf die Festigkeitseigenschaften von Stahlguß. Von Fr. Körber, Düsseldorf. Mittlg. a. d. Kaiser-Wilhelm-Institut f. Eisenforschung, Düsseldorf. Stahl u. Eisen 1924, Nr. 52, S. 1765—1771 m. 4 Abb. u. 1 Taf. Bedeutung der Prüfung von Stahlguß bei höheren Temperaturen. Ältere Untersuchungen. Kerbschlagproben an gegossenen und geglühten Bessemer-, Siemens-Martin- und Elektrostahlguß bis zu 500°. Bruchgefüge. Folgerungen für die Praxis. Hinweis auf die Temperaturabhängigkeit der Kerbzähigkeit von Flußeisen nach verschiedener Vorbehandlung.

*) Das Verzeichnis der in der Literaturschau bearbeiteten Zeitschriften und der hierfür gebräuchlichen Abkürzungen siehe S. 36.

9. Die Lagerbeständigkeit von Zement. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Zement 1924, Nr. 50, S. 642—646, Nr. 51, S. 664—666 m. 6 Abb. Besprechung der bis jetzt vorliegenden Ergebnisse von Versuchen über die Lagerbeständigkeit im besonderen von Portlandzement; in der Folge werden angeführt deutsche, spanische und amerikanische Versuche. In Tabellenform sind die Ergebnisse von Versuchen mit Eisenportland- und Hochofenzement zusammengestellt; hinsichtlich der Lagerbeständigkeit bei letzterem geht Verfasser auf den amtlichen Erlaß vom 20. 5. 24 ein.

10. Kohlenaschenzemente. Von Dr.-Ing. Luftschitz, Dresden. Tonindustriezeitg. 1924, Nr. 104, S. 1240—1241. Entgegnung auf die Ausführung in Nr. 91. Der augenblickliche Stand der vom Verfasser betriebenen Versuche zur Auswertung der Braunkohlenaschen unserer Großkraftwerke.

11. Tonerde-Schmelzzement. Von Dr.-Ing. Luftschitz, Dresden, Tonindustrieztg. 1924, Nr. 103, S. 1224—1226. Hochwertiger Zement — Bauxit — Schmelzzement. Verwendung von S-Stoff. Versuch einer Deutung der Widerstandsfähigkeit von Schmelzzement. Magnesiaschmelzzement.

12. Über die Raumvermehrung und Wasseraufnahme von hydraulischen Bindemitteln. Von Dr.-Ing. Kalk, Hannover. Zement 1924, Nr. 51, S. 666—669, Nr. 52, S. 679—681 m. 3 Tab. Mittlg. üb. Forschungsarbeiten a. d. Bauing.-Labor. d. Techn. Hochschule Hannover. Wennschon eine objektive Feststellung der Raumvermehrung und Wasseraufnahme im abbindenden Zement durch die einfache spezifische Gewichtsbestimmung nicht möglich ist, so folgt, daß der Wasserbindevorgang sich darstellt als Summe zweier Gruppen von nebeneinander verlaufenden Vorgängen, der rein chemischen Hydratbildung und des rein physikalischen Ad- oder Absorptionsvermögens der kolloiden Zementmasse. Das Wachsen der einzelnen Körner des Zementpulvers beim Aufnehmen von Wasser und beim Bilden des Zementsteines wird bestätigt.

13. Bestimmung des Homogenitätsgrades. Von Dr.-Ing. Vidéky, Budapest. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1924, Heft 51/52, S. 477—488. Verfasser beschreibt die von ihm durchgeführte Ableitung eines Maßsystems für die Homogenität bzw. für den entgegengesetzten Begriff der Heterogenität. Ausgangspunkt ist die vorläufige Annahme vollkommen homogener Elemente; ferner die Musterung von Flächen, wie sie aus zwei Grundformen zustandekommen, um die Zahl der Elemente innerhalb einer gewissen Fläche festzustellen.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

14. Das Knickproblem und die Baupolizei. Von Prof. Moerike, Stuttgart. Bauztg. 1924, Nr. 32, S. 521—526, Nr. 33, S. 538 bis 541 m. 9 Abb. Ausgehend von den Preußischen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe, sowie den Erlaß vom 21. April 1922, der die Tetmajerformel als gleichberechtigt neben die Eulerformel stellte, gibt Verfasser anschließend eine systematische Zusammenfassung seiner in verschiedenen Zeitschriften bisher erschienenen Abhandlungen über das Knickproblem, die gleichzeitig einen Überblick über den augenblicklichen Stand der Arbeiten des Knickausschusses geben sollen und entwickelt die von ihm aufgestellten Gebrauchsformeln und deren Berechnungsweise.

15. Die Ermittlung der Kipplasten des einseitig eingespannten krummen Stabes. Von Dr.-Ing. K. Karas, H. D. I. 1924, Heft 12, S. 225—228 m. 4 Abb. Verfasser weist zunächst auf die Veröffentlichung von Prof. Dr.-Ing. Federhofer hin, der der kreisförmig gekrümmte, an einem Ende horizontal eingespannte, am anderen durch eine Einzellast belastete Stab zugrundegelegt war. Im Gegensatz zu dem dort ausgeführten graphischen Verfahren zur Ableitung der Differentialgleichungen und deren Integration hat Verfasser das Problem analytisch behandelt und schließt daran eine Untersuchung, die der Verminderung der großen Rechenarbeit, sowie der Ermittelung der Kipplasten bei größeren Gesamtöffnungswinkeln ($> 60°$) dienen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

16. Die Tirsobrücke bei Tadasuni (Sardinien). Von Dipl.-Ing. N. Kelen, Charlottenburg. Beton u. Eisen 1924, Heft 24, S. 325—329 m. 13 Abb. Verfasser berichtet über die im Zusammenhange mit der aufgelösten Tirso-Staumauer etwa 10 km oberhalb der Staumauer ausgeführte Eisenbetonbrücke. Konstruktionshöhe 50 m. Die gesamte Brücke ist als mehrstieliger Rahmen ausgebildet. Gesamtlänge 285 m. Die Abbildungen geben Einzelheiten der Gründungen und Pfeilerausbildungen sowie der Bauausführung wieder.

e) Eiserne Brücken.

17. Bau der Lindigöbrücke bei Stockholm. Von Dr.-Ing. ehrh. Schaper. Die Bautechnik 1924, Heft 55, S. 660—669 m. 20 Abb. Fortsetzung aus Heft 44. Beschreibung des Einbaues des eisernen Brückenüberbaues, verschiedener Konstruktionseinzelheiten —Scheitelgelenk, Zugbandaufhängung und Querträgeranschluß, Windverband — sowie der Montage. Anwendung von Turmdrehkranen. Abstützung des Überbaues mit Hilfe von Pontons; Absenkung mittels Stahlguß sandtöpfen.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

18. Schornsteinforschung. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel. Darmstadt. Beton u. Eisen 1924, Heft 24, S. 329—333 m. 9 Abb, Schluß aus Heft 23. Ergebnisse der Auswertung neuer amerikanischer Versuche. Berechnung des Temperaturunterschiedes Δ t für Schornsteine mit und ohne Futter sowie der Wärmeübergangszahl. Bemessung der Wärmeleitungszahl, sowie der äquivalenten Wärmeleitungszahl der Isolierschicht.

Gründungsarbeiten usw.

19. Belastungsversuche für die Tragfähigkeit von Pfeilerbauten in Sandboden. Von Prof. Kayser, Darmstadt. Die Bautechnik 1924, Heft 55, S. 670—671 m. 2 Abb. Gelegentlich der Vorarbeiten zur Herstellung einer Warthebrücke in Posen vor längeren Jahren ausgeführte Belastungsversuche. Der Untergrund bestand aus sehr feinem, im Wasser abgelagerten Sand von geringer Tragfähigkeit. Ermittelung der zulässigen Belastung aus der gemessenen Einsenkungskurve bei Probebelastung der Pfeiler.

20. Über die Berechnung der Einzelpfahllasten bei einseitig beanspruchten Pfahlgründungen. Von Prof. O. Colberg, Hamburg. Der Grund- und Gerüstbau 1924, Nr. 13, S. 99—101 m. 1 Abb. Veranlassung zu den vorliegenden Ausführungen hat eine Schornsteingründung auf Eisenbetonpfählen gegeben. Die Pfähle waren infolge Steineinlagerungen im Untergrund teilweise erheblich aus ihrer Richtung geraten. Auf die Mitwirkung der Tragfähigkeit des Untergrundes mußte verzichtet werden. Berechnung der erforderlichen Zusatzpfähle, hinsichtlich ihrer Zahl und Anordnung bzw. der einzelnen Pfahllasten.

21. Über Grundwasserdichtungen. Von Dr. Martell, Berlin-Johannisthal. Der Grund- und Gerüstbau 1924, Nr. 13, S. 97—99. Verfasser nimmt eine Dreiteilung der Abdichtungsmaterialien hinsichtlich der anzuwendenden Verfahren vor, sogenannte porenfüllende Abdichtungen, Innenhautdichtungen und Außenhautdichtungen und geht hauptsächlich auf letztere näher ein. Von den hier angeführten Dichtungsmaterialien, Eisen, Blei und Asphalt, behandelt Verfasser wiederum in Sonderheit die Asphaltdichtungen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

22. Zur Berechnung der Dauer der Wasserstände. Von Ing. Dr. Parenski, Lemberg. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1924, Heft 51/52, S. 484—487 m. 3 Abb. u. 1 Tab. Nach kurzer Beschreibung des bisher üblichen, nach Meinung des Verfassers ungeeigneten Verfahrens zur Berechnung der Dauer der Wasserstände, werden ein analytisches und ein geometrisches Verfahren behandelt, deren erstes bereits im Hydrographischen Zentralbureau zu Warschau gebraucht wird. Vorausgesetzt wird, daß die Veränderung des Wasserspiegels zwischen zwei Pegelablesungen (Tagesablesungen) eine Gerade bildet.

23. Wasserwirtschaftliches vom Rhein zwischen Untersee und Rüdlingen. Von Dr.-Ing. Eggenschwyler, Zürich. Schweiz. Wasserwirtschaft 1924, Nr. 12, S. 241—245 m. 1 Abb. Fortsetzung. Die Rheinstrecke oberhalb Schaffhausen und die Bodenseeregulierung; ferner zwischen Rheinau und Rüdlingen. Es folgt die Besprechung einiger anderer, hinsichtlich der Stufeneinteilung grundsätzlich verschiedener Vorschläge, sowie deren Vergleich.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

24. Der Fluß- und Seehafen Rotterdam. Von A. Bijls. Le Génie Civil 1924, Nr. 23, S. 513—521 m. 13 Abb. Geographische Lage, geschichtliche Entwicklung des Hafens. Beschreibung der jetzigen Hafenanlagen: Die Maasmündung, die Hafenbecken, ihre Anordnung, Längen- und Breitenabmessungen. Die geplanten Erweiterungsbauten. Bemerkenswerte Kaimauerbauten des jetzigen Hafens. Pfahl- und Caissongründungen. Verschiedene Konstruktionen von Haltepfählen und -bojen.

25. Transportgerüste und Laderampen am Quai Fernand Cronau im Hafen von Nantes. Von Kauffmann-Le Ciment 1924, Nr. 11, S. 450—458 m. 5 Abb. Beschreibung aufgelöster Kaimauern bzw. von Laderampen und Transportgerüsten in Eisenbeton zur Verbreiterung bestehender Anlagen. Angaben über Belastungsannahmen, Dimensionierung, Bewehrung und Gründungen.

26. Über Tore und Schützen für Schiffsschleusen. Von Oberreg.-Baurat Loebell, Berlin. Die Bautechnik 1924, Heft 55, 659—660, m. 6 Abb. Entwurf von Schleusentoren, durch deren Bewegung auch das Füllen und Entleeren der Schleuse bewirkt und die lebendige Kraft der ein- und ausströmenden bewegten Wassermassen vernichtet wird. Segmenttore, die gleichzeitig die Füllschächte der Schleuse verschließen. Dichtung der Segmentschütze. Rohrschützen mit rechteckigem Querschnitt.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

27. Die Sperrmauer von Sennar am blauen Nil und die Bewässerung der Ebene von Gezira. Von P. C. Le Génie Civil 1924, Nr. 22, S. 500—503 m. 9 Abb. Nach eingehender Beschreibung der wasserwirtschaftlichen Verhältnisse folgen die Angaben über die Sperrmauerausführung. Gesamtlänge 3,0 km; davon ist das Mittelstück in einer Länge von 1,6 km als Bruchsteinmauer, der Rest, je nach den beiden Ufern hin, als Erddamm ausgeführt worden. Beschreibung der Gründungen und der weiteren Bauvorgänge im Zusammenhange mit den Bewässerungsbauten.

28. Die Bauausführung des Walchenseewerkes. Von Prof. Mattern, Charlottenburg. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1924, Nr. 51, S. 463—464 m. 2 Abb. Kurze Beschreibung des Bauvorganges bei Ausführung des Einlaufbauwerkes und des Druckstollenvortriebes im besonderen durch das Anhydritvorkommen; es folgen einige Bemerkungen über die Ausführung des Wasserschlosses, des Krafthauses und des Loisach-Isarkanals.

29. Das Zweribachwerk. Reg.-Baumstr. Köbler, Karlsruhe. Die Wasserkraft 1924, Heft 24, S. 436—440 m. 9 Abb. Beschreibung einer Hochdruckwasserkraftanlage im Badischen Schwarzwald im Flußgebiet der Elz-Wildgutach im Breisgau von 490 m Bruttogefälle mit Jahresspeicher, Druckrohrleitung von 2,25 km Gesamtlänge. Bauausführung bzw. Verlegen der Rohre, teilweise mit Hilfe Schrägaufzügen, Aufstellung von Hochdruckfreistrahlturbinen mit Drehstromgeneratoren.

30. Hydraulische Speicherung bei Wasserkraftanlagen. Von Prof. Dr. Meixner, Brünn. H. D. I. 1924, Heft 12, S. 236—240. Fortsetzung. Im Anschluß an die allgemeinen Erörterungen der mit der künstlichen Speicherung zusammenhängenden Fragen führt Verfasser zur Erläuterung nähere Einzelheiten und Zahlenwerte einiger solcher Anlagen an. Das städtische Elektrizitätswerk Schaffhausen als eines der ältesten Werke mit hydraulischer Akkumulierung, das im Bau befindliche Linachwerk der Stadt Vöhrenbach, die Bauten der Kärtner Wasserkraft A.-G. zur Versorgung der Elektrizitätswerke Klagenfurt, Villach, St. Veit, Feldkirchen u. a. in den Wintermonaten mit Spitzenstrom, das Donaukraftwerk Fridingen, das Kraftwerk Überlingen am Bodensee, das Achenseewerk u. a. m.

31. Geschichtliches über die Kaplanturbine. Von Dr. Ing. Kneidl. Die Wasserkraft 1924, Heft 24, S. 440—441 m. 1 Abb. Die Ausführungen beziehen sich auf die in der Tschechoslowakei erbaute Storek-Kaplan-Turbine für mittlere und niedere Gefälle; sie besitzt bewegliche Radschaufeln, erreicht viel höhere Geschwindigkeiten als die Franzisturbine und weist bei verschiedener Belastung und wechselnden Wasserständen gleiche Leistung auf.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

32. Die Entwicklung der Bahnanlagen bei Hervest-Dorsten. Von Mag.-Baurat Richter, Buer-Westf. Verkehrstechnik 1924, Nr. 50, S. 653—655 m. 2 Abb. Aus der zukünftigen Entwicklung der Industrie im Lippegebiet zwischen Emscher und Lippe und Dorsten-Wulfen entsteht die Forderung der Zusammenfassung der drei Eisenbahnlinien Wanne—Winterswyk, Oberhausen—Rheine und Wesel—Münster in einem Bahnhof. Besonders günstig erscheint die Preisgabe des Bahnhofs Hervest-Dorsten und die Entwicklung des neuen Bahnhofes zwischen Hervest-Dorsten und Wulfen. Verlegung der Strecke Hervest-Lippramsdorf.

33. Das Kleinbahnnetz des Bergischen Landes. Von Dr.-Ing. Feindler, Elberfeld. Verkehrst. Woche 1924, Nr, 50, S. 568 bis 574 m. 2 Abb. In der Folge wird die Entwicklung und Erweiterung der Verkehrsunternehmungen besonders im oberen Wuppertal, zwischen Elberfeld und Barmen und von dort ins Bergische Land, behandelt. Angaben über jährliche Verkehrszunahme und die zur Bewältigung des Verkehrs angewandten Beförderungsmittel.

34. Die Einmannbesetzung bei elektrischen Lokomotiven. Von Reg.-Baurat Heinemann, Leipzig. Ztg. d. V. deutsch. Eisenbahnverwalt. 1924, Nr. 51, S. 1049—1050 m. 1 Abb. Die Ausführungen nehmen Bezug auf den Erlaß v. 9. II. 1924, wonach elektrische Güterzuglokomotiven mit einem Lok-Führer und außerdem während der Fahrt mit einem aus dem Zugbegleitpersonal des Zuges zu entnehmenden Begleiter zu besetzen sind.

35. Schwere, elektrisch gefahrene Güterzüge. Von Dr.-Ing. Gläsel, Verkehrstechnik 1924, Nr. 50, S. 660—661. Auf der letztjährigen Tagung der Vereinigung amerikanischer Eisenbahnen wurden eingehend die Erfahrungen mit schweren elektrisch gefahrenen Güterzügen behandelt. Verfasser gibt die Berichte der einzelnen Bahnen wieder.

36. Vereinfachte Selbstkostenberechnung für Ausbesserungswerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Oberreg.-Baurat Weese, Magdeburg-Buckau. Ztg. d. V. deutsch. Eisenbahnverwaltg. 1924, Nr. 51, S. 1040—1045 m. 5 Tab. Einheitliche bindende Regeln bezüglich der Trennung der verschiedenen Kosten in Einzelkosten, Gruppenkosten und Gemeinkosten lassen sich nicht aufstellen; die Entscheidung über diese Trennung wird nach den örtlichen Verhältnissen getroffen werden müssen. Verfasser gibt ein im Eisenbahnausbesserungswerk Magdeburg eingeführtes vereinfachtes Verfahren bekannt.

37. 1-D-Heißdampf-Güterzug-Lokomotiven für 750 mm Spurweite der lettländischen Eisenbahn. Von Ing. Franke, Breslau. Verkehrst. Woche 1924, Heft 51, S. 607—612 m. 11 Abb. Beschreibung der von dem Breslauer Werk der L. H. L. A.-G. erbauten Lokomotiven. Angabe der seitens der Auftragstellerin gestellten Bedingungen, ferner der Konstruktion und Hauptmaßzahlen für Lokomotiven und Tender.

38. Neues Sicherheitstürschloß, System Birlé für die Türen der Eisenbahnpersonenwagen. Von Latrasse, Revue Générale des Ch. d. F. 1924, Nr. 6, S. 426—431 m. 11 Abb. Es wird die Konstruktion und Handhabung näher beschrieben. Die Sicherheit soll hauptsächlich in der Unabhängigkeit der Bewegung von Türklinke und Schloßriegel gegeneinander bestehen. Die Klinke bildet einen Sperriegel für den Schloßriegel; letzterer wird mit dem Daumen herunter-, die eigentliche Klinke mit dem Zeigefinger heraufgedrückt.

39. Automatische Blockeinrichtungen in Amerika — H. P. Maas Geesteranus — De Ingenieur. 1924, Nr. 38, S. 719 m. 13 Abb. Vortrag über eine Reise nach Amerika in der Abt. für Eisenbahnbau und -betrieb mit Diskussion. Nachdem der Abschluß und die Bewachung einer großen Zahl von Übergängen aufgehoben ist, wird in Holland die Einrichtung von automatischen Blockeinrichtungen, die eine große Personalersparnis bedeutet, sehr erwogen. Der Vorführende beschreibt Einrichtungen des Grand Central Bahnhofs in New York, die Signalanlagen und das Wirken der automatischen Signale auf der Strecke New York—Harmon, die Pennsylvania Station und einige Einrichtungen der Untergrundbahnen; außerdem werden eine Menge interessanter Beobachtungen über das amerikanische Eisenbahnwesen mitgeteilt.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

40. Hilfsmittel zur Berechnung von Schubspannungen bei Eisenbetonbalken und Unterzügen. Von Dr.-Ing. David, Berlin. Dtsch. Bztg. 1924, Nr. 102, Konstruktion Bauausführg., Nr. 26, S. 206 m. 1 Tab. Tabellarische Ermittelung der für die Aufnahme der Schubkraft erforderlichen Bügel- bzw. Schrägeisen.

41. Gußbeton in Deutschland und in Nordamerika. Von Dr.-Ing. W. Schmidt, Münster, Westf. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1924, Nr. 51, S. 456—463 m. 14 Abb. Verf. tritt für die Verwendung von Gußbetonbauweise auch bei kleinen Bauten ein; unwirtschaftlich wird die Gußbetonbauweise mit Gießtürmen erst bei Bauten mit ausgedehnter Grundfläche und geringen Betonmassen. Vermeidung aller fremden Baustoffe, wie Werksteine, Klinkerverblendung usw. zur Vermeidung von Verzögerungen im Baufortgang. Aufzählung der für die Güte des Gußbetons maßgebenden Voraussetzungen. Angaben über Rinnenneigungen. Baustelleneinrichtungen — Lage der Mischmaschinen, Aufzüge, Gießtürme, Rinnenausbildung, Rinnengelenke.

42. Ursachen und Verhinderung von Haarrissen in Betonbauwerken (Concrete vom September 1924, S. 85). Haarrisse in Betonbauwerken treten auf, wenn die äußerste Schicht zu zementreich ist infolge von ungeeigneter oder zu fetter Mischung, zu viel feinen Gemengteilen, zu raschem Trocknen oder übermäßigem Verreiben der Oberfläche. Sie lassen sich verhindern durch richtiges Erhärten des Betons, richtige Auswahl der Gemengteile und Beseitigen der zementreichen Außenschicht durch Abkratzen oder Wegwaschen mit Säuren. Auch durch entsprechendes Gefüge der Oberfläche können sie hintangehalten oder wenigstens unauffällig gemacht werden.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

43. Der Sicherheitskoeffizient bei der Berechnung der Tragfähigkeit von Eisenkonstruktionen. — Professor N. C. Kist. Rede bei der Eröffnung des Neubaues für die Abt. für Wege- und Wasserbau der Techn. Hochschule. — De Ingenieur 1924, Nr. 42, 2 Abb. Verf. zeigt an einer Reihe von Brückeneinstürzen, daß ein großer Sicherheitskoeffizient kein absoluter Schutz gegen Unfälle ist. Er weist auf die nach holländischer Auffassung hohen zulässigen Spannungen der deutschen Reichsbahnvorschriften für eiserne Brücken hin und bezeichnet die Zulassung dieser Spannungen, die bedeutende Ersparnisse bringen, auch für Holland für gerechtfertigt.

44. Die neue Automobilausstellungshalle des Reichsverbandes der Automobilindustrie. Von J. Krämer u. H. Schmuckler, Berlin. V. D. I. 1924, Nr. 52, S. 1341—1343 m. 17 Abb. Schluß v. S. 1301. Ausführung der Eisenbetongründungen der Haupthallenbinder unter Berücksichtigung des auf sie übertragenen Erdschubes von den äußeren Kellerabschlußwänden. Ausbildung der Fußgelenke der Dreigelenk-Bogenbinder, der Scheitelgelenke, der Blechträgerpfetten mit Ausströmöffnungen für die Luftheizung. Beschreibung des Zusammenbaues der Eisenkonstruktionen.

45. Die neuen Tribünen der Rennbahn von Bois de Vincennes bei Paris. Von Dantis, Le Génie Civil 1924, Nr. 25, S. 565—567 m. 4 Abb. Beschreibung der in Eisen und Eisenbeton ausgeführten Tribünen. Angaben der Belastungsannahmen. Montagebericht.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

46. Verkehr und Hochhäuser. Von Oberbaudir. Leo, Hamburg. Verkehrstechnik 1924, Heft 51, S. 665—668 m. 7 Abb. Die Beziehungen zwischen Verkehrsmitteln und Hochhäusern werden auf Grund der Verhältnisse in New York klargelegt und die zukünftige Entwicklung des New Yorker Geschäftsverkehrs behandelt. Zum Schluß wird die Notwendigkeit einer weitgehenden Beschränkung der Hochhausbebauung zur Vermeidung eines hoffnungslosen Kampfes zwischen Wolkenkratzern und Verkehrsmitteln betont.

47. Praktische Erfahrungen über das Verhalten der in Wässern gelösten Gase und Salze und ihr gegenseitiges Abhängigkeitsverhältnis bei der Wasseraufbereitung. Von Dr. Bamberg, Charlottenburg. Gas- und Wasserfach 1924, Heft 51, S. 775—778, Schluß v. S. 758. Chromsäureversuch, passiviertes Eisen; Rostvorgang, Eisenspanfilter; Freßlust weicher Wässer; Destillate und Kondensate. Es handelt sich um die Entgegnung auf die von Dr.-Ing. Nover für Rostvorgänge und deren Verhütung abgegebenen und zur Nutzanwendung auf dem Gebiete der Wasserreinigung empfohlenen Erklärungen. Diskussion.

48. Die Badewasseraufbereitungsanlage. Die beiden Schwimmbassins im König-Albert-Bad der Stadt Plauen. Von Dir. H. Schilling, Leipzig. Gas- und Wasserfach 1924, Heft 52, S. 786—788 mit 3 Tab. Grundsätzliche bei der Wahl der Filterart zu beachtende Maßnahmen, Bemessung der Filter; spezielle Anordnung der Filteranlage, Wasserzuführung, Filterbett, Chlorierung, Spüleinrichtung, Betriebsweise, Beschaffenheit des gereinigten Wassers, Betriebskostenberechnung.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

49. Neuerungen bei den Londoner Untergrundbahnen. Von Geh. Wernekke, Berlin-Zehlendorf. Dtsch. Bztg. 1924, Nr. 102. Konstruktion und Bauausführung Nr. 26, S. 201—206 m. 9 Abb. Beschreibung der Entwicklung und des verkehrsmäßigen Ausbaues der Londoner Untergrundbahnen. Augenblicklicher Stand der Erweiterungsbauten. Linienführung, Tunnelkonstruktion, Bauausführungen. Anlage der Untergrundhaltestellen. Betriebsvorrichtungen.

50. Die Studienreise amerikanischer Verkehrsfachleute nach Westeuropa. Von Dir. Stein, Hamburg. Verkehrstechnik 1924, Heft 50, S. 649—653, Heft 51, S. 668—672. Wiedergabe des Berichtes dreier amerikanischer Fachleute über eine Studienreise in England und Frankreich. Die Besonderheiten der Straßenbahnen, Untergrundbahnen und Autobusse in London und anderen englischen Städten sowie in Paris werden näher behandelt. Zum Schlusse wird festgestellt, daß die Besucher in Deutschland manches Abweichende und für sie Neues hätten sehen können.

51. Autoomnibus und Straßenbahn. Von Dir. Zehnder, Nürnberg. Verkehrstechnik 1924, Nr. 50, S. 665—657 m. 2 Abb. Die Betriebserfahrungen mit Kraftomnibussen im Betriebe der Nürnberg-Fürther Straßenbahn werden behandelt und die Bauart der eingestellten Omnibusse kurz beschrieben.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

52. Betrachtungen über den Wohnungsbau. Von Dr. Ing. Fr. Höpfner, Cassel. Gesundheits-Ingenieur 1924, Heft 51, S. 597—602. Der Verfasser beabsichtigt, von vorliegenden seitens der zuständigen Stellen des Reiches, der Länder und der Gemeinden bisher ergriffenen Maßregeln zur Bekämpfung der Wohnungsnot ausgehend, seine Ansicht darüber zu entwickeln, welche Wege zu einer planmäßigen Bekämpfung der Wohnungsnot beschritten werden könnten und müßten.

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

53. Leistungserhöhung durch Verstärkung der Beleuchtung. Von W. Ruffer, Berlin. Industr. Psychotechnik 1924, Heft 9, S. 265—278 m. 97 Abb. Untersuchungen an einer Reihe von psychotechnischen Apparaten und Arbeitsproben zur Feststellung, in welchem Maße durch Beleuchtungserhöhung die einzelnen Fähigkeiten sich auswirken können. Versuchsanordnung. Beschreibung der einzelnen Prüfapparate und Arbeitsproben. Charakterisierung der einzelnen Versuchspersonen. Übungseinfluß. Ergebnisse der Untersuchungen. Frage der Wirtschaftlichkeit.

54. Die Mangelrüge, ihre Bedeutung und Wirkung. Von Handelsanwalt Wentzel, Berlin. Dtsch. Bztg. 1924, Nr. 101, Bauwirtschafts- u. -rechtsfragen. S. 675—676. Verfasser geht auf die wieder häufige Erscheinung der Beanstandung im Geschäftsverkehr ein, behandelt die dem Rügenden wie dem Lieferanten zustehenden Rechte, die verschiedenen Formen des Kaufabschlusses — Wandlung, Minderung, Schadenersatz, Ersatzlieferung — und an einzelnen Beispielen die entsprechenden Verfahren.

55. Wirtschaft und Verkehr im Bergischen Lande. Von Oberregs.-Rat Poelmann, Elberfeld. Verkehrst. Woche 1924, Heft 50, S. 549—554. Neben der Aufzählung der verschiedenen Industriezweige und deren Entwicklung werden die vorhandenen Eisenbahnlinien und ihr Güterverkehr eingehend behandelt.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

56. V. Holländ. Binnenschiffahrts-Congress. — Bericht v. R. van Royen. — De Ingenieur 1924, Nr. 46. Die hauptsächlichsten der behandelten Gegenstände werden kurz besprochen. Behandelt wurden: 1. Havarieverfahren in der Binnenschiffahrt von W. A. C. van Dam. 2. Hilfs- und Bergelohn in der Binnenschiffahrt von Großheide. 3. Schiffshypotheken von de Monchy. 4. Schiffspolitik von Muller. 5. Verbindungsweg Amsterdam—Gonda—Rotterdam von Knibbe. 6. Der Rechtscharakter von Binnenschiffahrtsabgaben von Scheltema. 7. Die Erwünschtheit und Möglichkeit der Einheitlichkeit in den Niederländischen Wasserverkehrsbestimmungen von Noordraven.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

57. Portlandzement in den Vereinigten Staaten. Von Robert W. Lesley, 1. Vorsitzendem des Portlandzementvereins i. J. 1902, Concrete vom Okt. 1924, S. 128/132 u. 161/163 mit 12 Abb. Der Bau der Schiffahrtskanäle in den 20er und 30er Jahren des 19. Jahrhunderts gab den Anstoß zur Erzeugung von Zement durch Brennen und Mahlen des in der Nähe vorhandenen brauchbaren Gesteins. Die Änderungen in der Zusammensetzung des natürlichen Gesteins und das Vordringen der Eisenbahnen in Gegenden ohne solches Gestein führten zur künstlichen Mischung der Rohstoffe nach englischem und deutschem Muster. Die chemischen und maschinellen Verbesserungen ergaben weitere Fortschritte und die zunehmende Verwendung steigenden Bedarf. Im Jahre 1895 erzeugten 20 Zementwerke mit 2000 Arbeitern jährlich 300 000 Faß, im Jahre 1923 125 Werke mit 13 500 Arbeitern (trotz der weitgehenden Verminderung der Handarbeit durch Maschinen aller Art) 137 Mill. Faß bei 300 Mill. Dollar Anlagekapital. Die Güte ist dabei ständig gewachsen und der Preis immer weiter gesunken.

58. Die Erfindung und die Entwicklung des Portlandzements in England. Von H. C. Badder in London. Jahrhundertnummer des Concrete vom Okt. 1924, S. 119/127 mit 15 Abb. Entdeckung der hydraulischen Eigenschaften eines feingemahlenen gebrannten Tonerde-Kalk-Gemisches durch John Smeaton im Jahre 1756 beim Suchen nach einem hydraulischen Mörtel für den Eddystone-Leuchtturm. Einfuhr billiger italienischer Puzzolane bis zum Gelingen der gewerblichen Herstellung von Portlandzement nach dem Patent von Joseph Aspdin in Leeds vom 21. 10. 1824. Langsame Verbreitung des Portlandzements gegenüber der rascher erstarkenden Romanzementindustrie, Massenverwendung erst nach 1860. Um 1900 Einführung von Kugelmühlen und ununterbrochen arbeitenden Öfen, 1913 Einführung des Drehofens. Enthüllung einer Gedenktafel, gestiftet vom amerikanischen Portlandzementverein, für den Erfinder des Portlandzements, Joseph Aspdin, im Rathaus in Leeds am 8. 9. 24.

59. Thomasstahl als Baustoff für Schienen höherer Festigkeit. Von Gen.-Dir. Dr.-Ing. Canaris, Hamborn a. Rh. Stahl und Eisen 1925, Nr. 2, S. 33—40 mit 8 Abb. Mitteilung aus dem Stahlwerksausschuß des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute. Statistisches. Beanspruchung des Schienenbaustoffes. Herstellung von härterem Schienenstahl. Gehalte an Phosphor, Sauerstoff, Gasen, Schlackeneinschlüssen. Eigenschaften des Schienenstahles. Versuchsergebnisse. Meinungsaustausch.

60. Die Bauxitlagerstätten des Vogelsberges. Von Dr. Hoppe, Darmstadt. Beton u. Eisen 1925, Heft 1, S. 9—10. Im Anschluß an die in anderen Zeitschriften erhobenen Klagen über den in Deutschland herrschenden Mangel an Bauxit zwecks Herstellung eines konkurrenzfähigen Schmelzzementes werden von geologischer Seite kurz Beschaffenheit, Vorkommen und Entstehung des Bauxits im Vogelsberg dargestellt.

61. Titan-Zement. Concrete, Mill Section, vom Nov. 1924, S. 91. Beim Verhütten von titanhaltigem Eisenerz, das wegen der erforderlichen hohen Hitze bisher nicht wirtschaftlich verarbeitet werden konnte, ergibt sich eine titanhaltige, als Zement brauchbare Schlacke von hoher Festigkeit nach 24 bis 48 Stunden nach dem Abbinden und großem Widerstand gegen chemische Angriffe. (Amerik. Patent vom 14. 10. 24.)

62. Die Beeinflussung der Schweißbarkeit des Flußeisens durch Zusatz von Elementen, die mit dem Eisen Mischkristalle bilden. Von Dr.-Ing. Hahn, Berlin. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 1, S. 7—9 m. 2 Abb. u. 1 Zahlent. Es wird der Einfluß der am häufigsten vorkommenden Begleiter des Eisens aus der Mischkristalle bildenden Gruppe auf die Schweißbarkeit des Eisens festgestellt sowie Werte für die Grenze der Schweißbarkeit ermittelt. Die den Ausführungen zugrunde gelegten Versuche erstrecken sich auf Zusätze von Mangan, Silicium, Aluminium, Arsen und Kupfer.

Baumaschinen und Förderanlagen.

63. Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen. Von Geheimrat Buhle, Dresden. Die Bautechnit 1925, Heft 1, S. 1—4 m. 6 Abb. Nach einer Besprechung der Gesamtanlage des Berliner Westhafens wird vornehmlich auf wichtige Einzelheiten des Kornspeichers sowie auf die Kohlenförder- und Lagereinrichtungen eingegangen.

Statik und Festigkeitslehre.

64. Einige neue Gesichtspunkte für die Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke. Von Ing. A. Lubbers. De Ingenieur, 1924, Nr. 45. Ableitung der Beziehungen zwischen den Spannungen eines einfach statisch unbestimmten Fachwerkes für zwei Fälle: a) das Fachwerk ist unbelastet spannungslos, b) das Fachwerk ist unbelastet nicht spannungslos (Aufstellungsspannungen).

65. Zur Beanspruchung der Niete in Blechträger-Stegstößen und Trägeranschlüssen. Von Dr.-Ing. Sonntag, Berlin-Friedrichshagen. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1924, Nr. 52, S. 483 m. 2 Abb. Bezugnehmend auf einen Aufsatz von Dr.-Ing. Thieme: „Die Verlaschung eiserner Träger an Stößen und der Anschluß von Trägern durch Winkel" ders. Zeitschr. 1916 geht Verfasser auf das von Dr. Thieme angegebene Moment $M_v = V \cdot c$ ein und weist dieses als in Wirklichkeit nicht vorhanden zurück und erörtert diese Frage an dem Beispiel eines Trägers, über dessen seitlich der Mitte liegenden Stoß eine Einzellast ruht.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

66. Berechnung symmetrischer gelenkloser Betonbogenbrücken. Von Charles S. Whitney, beratendem Ingenieur in Milwaukee; Proccedings Nov. 1924, S. 1327—1425 mit 56 Zeichn. und 20 Zahlentafeln. Ableitung von Formeln aus der Elastizitätstheorie zur Berechnung aller zum Entwerfen erforderlichen Tabellen und Diagramme unter Berücksichtigung von ständiger Last, Verkehrslast, Temperatur und Schrumpfung. Vollständiger Abdruck dieser Tabellen und Diagramme nebst 22 Seiten Einflußlinien für wagerechten und lotrechten Auflagerdruck und Momente für Scheitel, Kämpfer und Bogenviertel.

d) Eisenbetonbrücken.

67. Eisenbetonbrücken über die Themse, 80 km oberhalb Londons. Von Major Johnstone-Taylor in Lymm, Concrete vom Nov. 1924, S. 186/187 mit 3 Zeichn. Spannweite 54 m, Pfeilhöhe 5,4 m, 2 Außengurte, 1,20 m breit, im Scheitel 0,80 m, an den Widerlagern 1,40 m stark, und 2 Innengurte, 1,35 m breit, im Scheitel 1,05 m, an den Widerlagern 1,40 m stark, Längsträger darüber mit Stützen in 3 m Abstand, und Fahrbahnquerträger in 1,5 m Abstand, Fahrbahndecke 35 cm stark, volle Widerlager von 15 m Tiefe und 13,5 m Breite mit einem besonders stark bewehrten Querhaupt zur Verbindung der Gurte, die nebstdem durch Querriegel in 6 m Abstand ausgesteift sind. Gesamtverkehrsbreite 12 m, Verkehrslast 270 000 kg.

e) Eiserne Brücken.

68. Der Bau der Brücke über den Delawarefluß bei Philadelphia. Von Dr.-Ing. Musil, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1925, Heft 1/2, S. 1—3 m. 11 Abb. Es handelt sich um die weitest gespannte Hängebrücke der Welt, die den für Ozeandampfer schiffbaren Delaware überbrückt. Spannweite 534 m; die Durchfahrtshöhe für die Schiffe beträgt 41 m. Aufhängung durch Stahldrahtkabel von 65 cm Durchmesser. Im besonderen wird die Gründung der 117 m über den mittleren Wasserstand emporragenden eisernen Türme mittels Senkkasten sowie die Verankerung der Kabel beschrieben.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw).

69. Neue Bauart von Kühltürmen. Von Dr.-Ing. Barck, München. V. d. I. 1925, Nr. 1, S. 18—20 m. 3 Abb. Beschreibung eines einschließlich des Schlotes ganz in Eisenbeton ausgeführten Kühlturmes, statische Verhältnisse und Ausführungseinzelheiten. Vorzüge der Eisenbetonbauweise bei Kühltürmen.

Gründungsarbeiten usw.

70. Die Gründung der Achssenke im Lokomotivschuppen auf Bahnhof Wittenberg. Von Ing. Flügge, Wittenberg. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 3, Konstruktion und Bauausführung, Nr. 1, S. 5—7 m. 3 Abb. Wegen des sehr hoch gelegenen Grundwasserstandes traten bei den Gründungsarbeiten erhebliche Schwierigkeiten auf, die bei zunehmender Gründungstiefe, wie sie eine im Lokomotivschuppen errichtete, hydraulisch betriebene Achssenke erfordert, besondere Maßnahmen notwendig machten. Letztere werden eingehend erörtert. Betonieren unter Wasser; Wasserhaltung; Abdichtungen.

71. Tragfähigkeit von Pfählen. Von Dörr, Karlsruhe. De Ingenieur 24, Jahrg. 39, Nr. 50, S. 981. Bemerkungen zu dem Artikel von Christiaanse in Nr. 31 des De Ingenieur 1924 und Antwort von Christiaanse darauf über die Dörrsche statische Methode des Berechnens der Tragfähigkeit von Pfählen und den Vorschlag von Christiaanse einer internationalen Organisation zur Lösung des Problems der Tragfähigkeit von Pfählen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

72. Untersuchungen über Hochfluten in Nordamerika. Von C. S. Jarvis, Brückenbauingenieur des Bundesstraßenamtes der Vereinigten Staaten, Proceedings, Dezember 1924, S. 1545—1581 mit 5 Abbild., 2 graph. Tafeln, 2 Zahlentafeln und 1 Lit.-Verz. Untersuchungen über Abflußmengen, Abflußformeln, Abflußvorgänge und deren einheitliche Behandlung, über Bauten im Hochflutbereich. Graphische Darstellung von Abflußmengen und Abflußformeln. Zahlentafel mit Hochflutmengen von 650 amerikanischen Flußgebieten von 0,6 bis 3,6 Mill km² und 28 ausländischen Flußgebieten von 135 bis 6,2 Mill km².

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

73. Die Eisbrecher auf der Elbe im Winter 1923/1924. Von Regsbmstr. Radisch, Magdeburg. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 1, S. 7—8 m. 1 Abb. Verfasser schildert die Eisverhältnisse des genannten Winters, führt die durch jene verursachten Wasserstände in einzelnen Stromstrecken an und beschreibt die Eisbrecharbeiten mittels Sprengungen durch die Pioniertruppe sowie solche durch die Eisbrecherflottille und stellt gleichzeitig die hierbei gemachten Erfahrungen zum Vergleich gegenüber. Dabei hat sich wiederum die Verwendung von Eisbrechdampfern als das schnellste und wirksamste Mittel zur Beseitigung der Eisdecke auf den Strömen erwiesen.

74. Abschluß und Trockenlegung der Zuidersee. Von Regsbaurat Schmidt, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1924, Nr. 52, S. 479—481 m. 7 Abb., Schluß v. S. 434. In der Folge wird zusammenfassend über den Stand der bisherigen Bauausführungen berichtet; im besonderen wird auf die Herstellung des eigentlichen Dammes zwischen Nordholland und Wieringen auf dem Grunddamm der Amsteltiefdurchdämmung eingegangen. Zum Schluß behandelt Verfasser die wirtschaftliche Seite des Zuiderseeprojektes.

75. Der Handels- und Industriehafen Hanau. Von Stadtbaurat Ehrich, Hanau. Die Bautechnik 1925, Heft 2, S. 13—17 m. 15 Abb. Es wird das gesamte Hafenprojekt mit seinen Einzelheiten besprochen. Lage zur Bahn und zum Main; Wasserstandsverhältnisse; Kaiausbildung; Ausrüstungen; Versorgung der gesamten Hafen- und Industrieanlagen mit elektrischer Energie aus den Hochspannungsleitungen der Mainkraftwerke und der mit diesen in Verbindung stehenden Kraftwerke. Entwässerung des gesamten Hafengeländes im Wege des Trennsystems. Wasserversorgung durch Anschluß an die städtische Wasserleitung. Verkehrswege zum Hafengelände. Angaben über die Bauausführung.

76. Die Werke von Ijmuiden in Verbindung mit dem Bau der großen Schleuse. Von W. G. C. Gelinck. De Ingenieur 1924, Nr. 39, S. 743ff. Übersicht über die nach dem Gesetz von 1917 vorgesehenen Werke zur Verbesserung des Nordseekanals, von denen die Schleuse einen Teil bildet, ferner über die früheren Verbesserungen. — Der Bau der neuen Schleuse in Ijmuiden. I. Teil. Vorbereitung des Baues. Von J. A. Ringers. De Ingenieur 1924, Nr. 40 mit 22 Abb. II. Teil. Bau der Schleusengrubenmauern. Von C. Tellegen mit 10 Abb. III. Teil. Standfähigkeitsberechnung der Schleusenmauern. Von J. P. Josephus Jitta mit 1 Abb. IV. Teil. Dalben aus Eisenbeton mit 2 Abb. I. Teil. Begründung der Wahl der nassen oder Caissonbauweise. Programm der Untersuchungen. Vorgeschriebene Abmessungen, Anzahl der Tore, Trockenlegung der Schleusenhäupter, Ersparnis bei den Schleusengrubenmauern, Zement im Seewasser. II. Teil. Ausführung der Schleusenmauern, insbesondere Erläuterungen über den Oberbau, Angaben über Pfähle und Spundwand (Eisenbeton), öffentliche Ausschreibung, Gelände und Wasserhaltung, Proberammung und -belastung, Einzelheiten der Ausführung, Zementlieferung und Betonproben. III. Teil. Voraussetzungen und Annahmen, Horizontalkräfte auf die Mauer, Pfahluntersuchungen, Berechnung, Mauer während des Baues der Schleusenhäupter, Berechnung des zu erwartenden Setzens der Schleusenmauern und der Zugkraft in den Zugpfählen bei Horizontalbeanspruchung. IV. Teil. Unten geschlossene, verfahrbare, später mit Sand zu füllende Eisenzylinder statt Holzdalben mit 2 Abb.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

77. Die Tunhoevd-Staumauer (in Norwegen). Von K. Baalsrud. Teknisk Ukeblad, Oslo, v. 6. 12. 24, S. 421—427 m. 7 Abb. Beschreibung der Planungen und der Bauausführung der 90 km oberhalb Kongsberg im Tunhoevdfjord errichteten Staumauer, einer Schwergewichtsmauer in Beton von 37 m maximaler Höhe. Die Mauer steht am Kopfe eines großen Wasserfalles und hat außer dem Krafthaus eine besondere Vorrichtung zum Ablassen der geflößten Baumstämme.

78. Der Bau der Eisenbetontalsperre Vöhrenbach. Von Dr.-Ing. F. Maier, Karlsruhe. Zement 1925, Nr. 1, S. 8—12 m. 8 Abb. Vielfachbogenmauer mit schrägliegenden Eisenbetongewölben, die sich auf dreieckförmige Pfeiler abstützen. Beschreibung der Gesamtanlage; im besonderen aber wird auf die Einzelheiten der Bauausführung eingegangen. Geologische Verhältnisse, Gründungsarbeiten Installationsanlage, Betriebsweise der Baustelle.

79. Technisch-geologische Bemerkungen für Anlage und Bau der Wasserkraftwerke. Von V. Pollak, Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 1/2, S. 3—7 m. 1 Abb. Die Ausführungen bilden eine Zusammenstellung der Anwendungsnotwendigkeiten der praktischen Geologie beim Entwurf und der Ausführung von Wasserkraftanlagen. Trassierung und günstigste Geländewahl. Innenbau der Hänge- und Talsohlen. Die verschiedenen den Gebirgsdruck und die Gebirgsdichte beeinflussenden Trennungsflächen. Vermessungen und Darstellungen regel- und unregelmäßiger Trennungsflächen.

80. Die projektierten Kraftwerke Oberhasli der „Bernischen Kraftwerke" A.-G. Nach Obering. Kaech. Schweizerische Bztg. 1925, Nr. 2, S. 13—14 m. 8 Abb. Der Energiebedarf der Bernischen Kraftwerke kann nur nach Ausbau der Oberhasli-Werke in dem erforderlichen Maße gedeckt werden; im folgenden wird das Projekt selbst, die allgemeine Anordnung, die geologischen Verhältnisse, der dreistufige Ausbau sowie der Wasserwirtschaftsplan behandelt. Daran schließt sich die Beschreibung der zum Ausbau bestimmten obersten Stufe, des Kraftwerkes Handeck, an.

81. Die Entwicklung der Wasserkraftmaschinen in Norwegen. Von Dir. N. de L. Kobberstad. Teknisk Ukeblad, Oslo, v. 6. 12. 24, S. 401—409 u. Nr. 47 v. 8. 12. 24, S. 434—437 m. 16 Abb. Nach einer Schilderung des Entwicklungsganges vom einfachen Wasserrad zu den modernen Turbinenformen und -anordnungen werden die bemerkenswertesten in letzter Zeit in Norwegen hergestellten Großturbinen beschrieben.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

82. Über die seitherigen Unterwassertunnelausführungen. Von Dr.-Ing. ehrh. Haag, Nikolassee. Die Bautechnik 1925, Heft 1, S. 7. Die Ausführungen bilden einen Nachtrag zu dem Aufsatze „Die Grundzüge des Unterwassertunnelbaues" des Verfassers in der gleichen Zeitschrift 1924, Heft 28. Im besonderen wird auf die Luftausbruchgefahr beim Stollenvortrieb eingegangen und einige Beispiele amerikanischer Unterwassertunnelausführungen angeführt.

83. Aufzeichnungen beim Stollenvortrieb. Von Dr.-Ing. Randzio, Berlin. Die Bautechnik 1925, Heft 1, S. 7—9. Der im allgemeinen beobachteten Einheitlichkeit der Organisation bei Einrichtung der Baustellen mit Stollenanlagen sollte auch die Einheitlichkeit der Organisation des Stollenvortriebes zur Seite gestellt werden. Besonders in der Handhabung von Aufzeichnungen während des Vortriebes fehlt jegliche einheitliche Richtlinie. Es wird in der Folge der hohe Wert, die äußere Form und die Zuständigkeit der Ausstellung von Tagesberichten besprochen, die einer wissenschaftlichen Auswertung entgegengeführt werden sollten.

Straßenbau.

84. Betonstraßen. Von Oberbaurat Cassinone, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1924, Heft 52, S. 681—683 m. 1 Abb. Es werden die Ergebnisse von Untersuchungen auf einer Versuchsstraße in Pittsburg mitgeteilt. Die Versuchsstraße bildet eine Rundbahn von 412 m Gesamtlänge. Es kamen 13 verschiedene Abteilungen von verschiedener Länge und aus bewehrtem und unbewehrtem Beton in verschiedenen Stärken mit Verstärkung in der Auflagerfläche sowie glatten und verzahnten Längstrennungsfugen zur Ausführung.

85. Die Betonstraße, unter besonderer Berücksichtigung der Dresdener Verhältnisse. Von Stadtbaudir. Gleibe, Dresden. Zement 1925, Nr. 1, S. 12—14. Umfang der Betonstraßen in Dresden sowie deren Ausführungsdaten. Art der Herstellung und Konstruktion. Jetziger Zustand der Betonstraßen und Begründung dafür. Vorschläge zur Vermeidung der bisher beobachteten Mängel. Möglichkeiten und Aussichten weiterer Verbreitung.

Eisenbahnbau und -betrieb.

86. Leistungsmaßstab für Lokomotivausbesserungswerke. Von Oberreg.-Baurat Weese, Magdeburg-Buckau. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1924, Heft 15, S. 331—341 m. 15 Übersichtstaf. Schluß v. S. 152. Aufstellung der Ausbesserungseinheiten für Zwischenausbesserung. Aufwand an Arbeitskraftstunden je 1000 Ausbesserungseinheiten. Aufwand an Lokomotivausbesserungstagen und Lokomotivaufenthaltstagen je 1000 Ausbesserungseinheiten. Aufwand an Gesamtkosten je 1000 Ausbesserungseinheiten. Aufwand an Ausbesserungseinheiten je 1000 Ausbesserungskilometer.

87. Anwendung neuerer Verfahren für die Berechnung der Fahrzeiten. Aus amtl. Vorschr. d. Vereinsverwaltg. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1924, Heft 15, S. 346—347. Es wird auf den Erlaß der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn Bezug genommen, der die neueren Verfahren für die Fahrzeitenberechnung zur praktischen Anwendung empfiehlt.

88. Maßnahmen zur Verbilligung der planmäßigen Gleisunterhaltung. Von Reg.-Baurat Landenberger, Fulda. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnerwaltg. 1924, Nr. 52, S. 1070—1072. Es wird die Frage erörtert, welche Bedeutung der Berichtigung der Richtungsverhältnisse des Gleises bei der planmäßigen Gleispflege beizumessen ist. Behandlung des Ausgleichsverfahrens von Nalenz, das von den verschiedenen wissenschaftlichen Verfahren zur Berichtigung der Gleisbögen zur Lösung der vorgezeichneten Aufgabe bei allen im abgelaufenen Wirtschaftsjahr planmäßig durchgearbeiteten Gleiskrümmungen angewendet worden ist.

89. Der Fahrdiagraph. Von Dr.-Ing. Knorr, München. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1924, Heft 16, S. 353—358 m. 3 Abb. Der Apparat stellt einen neuartigen Integraphen dar, mit dem erstmals allgemeinere Differentialgleichungen integriert und zahlreiche wichtige Aufgaben auf dem mechanischen Wege gelöst werden können. Beschreibung der Wirkungsweise; praktische Beispiele: Aufzeichnung von Fahrdiagrammen, Ermittelung des Temperaturverlaufs an Bahnmotoren.

90. Die Gleisbremse „Thyssenhütte" auf Bahnhof Köln-Nippes. Von Dr.-Ing. Derikartz, Köln. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1924, Heft 15, S. 341—344 m. 6 Abb. u. 1 Taf. Im Anschluß an die Beschreibung der Anlage und Konstruktion der Gleisbremse folgt die Zusammenstellung der betrieblichen und wirtschaftlichen, befriedigenden Ergebnisse.

91. Schienebefestigung „System V". Von Prof. Dr. Birk, Prag. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1924, Heft 16, S. 359 m. 4 Abb. Beschreibung einer belgischen Konstruktion; sie besteht in ihrer Grundausführung aus einer Unterlagsplatte, zwei Schwellenschrauben und zwei Zwischenstücken. Durch die besondere Gestaltung dieser drei Teile ist ihre besondere Wirkungsweise gegeben, dis von der gebräuchlichen Befestigung wesentlich abweicht. Verwendung auf Eisenbahnschwellen und bei Hakenplatten. Nach Versuchen ist der Widerstand gegen seitliche Verschiebung gegenüber gewöhnlichen Schwellenschrauben drei- bis viermal so groß. Ähnliches Verhalten hat sich beim Losreißen eines Schienenstückes von 50 kg/m gezeigt, das auf 2 Schwellen ohne Unterlagsplatte mit je 2 Schrauben befestigt war.

92. Erhöhung der Schub- bzw. Biegungsfestigkeit der gewöhnlichen Schwellenschrauben durch Verlängerung des Schaftes. Von Ing. O. Bauer, Graz. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1924, Heft 16, S. 360 m. 4 Abb. Die wirtschaftlichen Vorteile dieser Verbesserung der Schwellenschraube für den Haushalt der Bahn sind bedeutende: Verlängerung der Lebensdauer der Schwelle; die Erhaltungsarbeiten für Spurregulierungen werden besonders in Gebirgsstrecken und scharfen Bögen wesentlich herabgesetzt; die billigere Weichholzschwelle kann durch Hartholzplatten und -einsätze in Verbindung mit diesem Befestigungsmittel die Güte einer Hartholzschwelle erreichen.

93. Dynamische Berechnungen im Eisenbahnoberbau. Von Dr.-Ing. Dreyer, München. Die Bautechnik 1925, Heft 2, S. 17—18. Auszugsweiser Bericht einer Abhandlung des Verfassers über „Beiträge zu einer dynamischen Theorie des Eisenbahnoberbaues". Die Erfahrungs- und Beobachtungsergebnisse als Grundlage für die Beurteilung eines Oberbaues sowie für den Entwurf neuer Konstruktionen sollen von einer Theorie unterstützt werden, die die dynamischen Vorgänge im Gestänge zu klären versucht und einen möglichst genauen Einblick in das tatsächliche Kräftespiel gewährt.

94. Die ersten Versuchsbauarten der Großgüterwagen der Deutschen Reichsbahn. Von Oberregbaurat Laubenheimer. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1924, Heft 17, 371—379 m. 15 Abb. u. 3 Taf. Nach Erörterung der für die konstruktive Durchführung der Entwürfe für die ersten Versuchsausführungen der Großgüterwagen beobachteten Hauptgesichtspunkte werden die einzelnen Konstruktionen näher beschrieben. Die konstruktive Ausbildung der einzelnen Versuchsbauarten — reine Selbstentlader, Flachbodenselbstentlader.

95. Ermittelung der Länge der Gegenkurbelstange in der Heusinger-Steuerung. Von Prof. Monitsch. Org. f. d. Fortschritt d. Eisenbahnwes. 1924, Heft 17, S. 383—385 m. 2 Abb. Vorschlag für eine neue Formel, welche nach Umformungen schließlich eine einfache Form annimmt und eine sehr einfache zeichnerische Ermittlung der gesuchten Größe zuläßt. Die Formel läßt — und das ist ihr besonderer Vorteil — eine bemerkenswerte geometrische Abhängigkeit zwischen gewissen Elementen des Steuerantriebes hervortreten.

96. Versuche zur Gegenüberstellung der elektrischen und der Feuerschweißung bei der Wiederherstellung von Puffern. Von Regbmstr. Genzken, Köln-Nippes. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1924, Heft 15, S. 345—346 m. 2 Abb. Die im Ausbesserungswerke Köln-Nippes angestellten Versuche ergaben die unbedingte Überlegenheit der Wiederherstellung von Puffern durch elektrische Schweißung gegenüber der Feuerschweißung bezüglich der Güte der Schweißung und der Leistungsfähigkeit, dagegen nur eine bedingte Überlegenheit bezüglich der Wirtschaftlichkeit, verursacht durch die unverhältnismäßig hohen Strompreise.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

97. Neue amtliche schwedische Zement- und Betonbestimmungen. Von Dr. Saller. Beton u. Eisen 1925, Heft 1, S. 10—14 m. 4 Abb. Auszugsweise Wiedergabe und kurze Besprechung der „Normalbestimmungen für Lieferung und Prüfung von Zement und für Bauwerke aus Beton und bewehrtem Beton" nach Byggnadsvärlden, 1924, Nr. 31—33. Entstehung und Änderungen gegenüber den früheren Bestimmungen.

98. Die Verwendung des Eisenbetons beim Neubau einer Drahtfabrik. Von Obering. Kraus, Düsseldorf. Beton u. Eisen 1925, Heft 1, S. 1—5 m. 10 Abb. Beschreibung der Gesamtanlage, der Hallenkonstruktionen und ihrer Einzelheiten; Rahmenbinder mit Fußgelenken. Durchgehender Boden als Lehrgerüst für die Dachkonstruktion.

99. Trägheitsmomente bei Eisenbetonrahmen. Von Dr.-Ing. Kuball, Hamburg. Beton u. Eisen 1925, Heft 1, S. 5—7. Die Ausführungen beziehen sich auf eine Abhandlung von Dr.-Ing. Schmidtmann in derselben Zeitschrift 1923 und dienen als Hinweis auf das Forscherheft 28 für Eisenbeton, in welchem bei der Behandlung von Zweigelenkrahmen aus Eisenbeton mit Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes die drei Belastungsgruppen: senkrechte, wagerechte Belastungen und Temperatureinflüsse besprochen werden.

100. Umbau und Verstärkung einer eisernen Halle in Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Gaehme, Hannover. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 3, Konstruktion und Bauausführung Nr. 1, S. 1—4, m. 4 Abb. Verstärkung der Eisenkonstruktionen der Halle unter Aufrechterhaltung des gesamten Betriebes einer Hammerschmiede mittels Eisenbeton. Vergrößerung des Laternenaufbaues; Ausbildung der Laternenseitenwände als Vierendeelträger. Im Zusammenhang mit den Abbildungen werden verschiedene Konstruktionseinzelheiten behandelt.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

101. Meßhalle VIII für die Leipziger Messe- und Ausstellungs-Aktiengesellschaft. Von Obering. Wolff, Sterkrade. Die Bautechnik 1925, Heft 1, S. 4—6 m. 4 Abb. Verfasser nimmt Bezug auf den in derselben Zeitschrift 1924, Heft 43 erschienenen Aufsatz „L. H. L.-Hochbaustahl (DIN 1000 St. < 58)" und geht im besonderen auf die Wirtschaftlichkeit bei Verwendung von Hochbaustahl St < 58 beim Bau der Meßhalle VIII der Leipziger Messe- und Ausstellungs-A.-G. näher ein. In der Folge wird der zur Ausführung kommende Entwurf der Gutehoffnungshütte Oberhausen, A.-G., beschrieben.

102. Kesselhaus der Mittelland Gummiwerke A.-G. in Hannover-Linden. Von Prof. Dr.-Ing. Michel, Hannover. Der Industriebau 1924, Heft 11/12, S. 209—214 m. 10 Abb. Es handelt sich um ein Eisenfachwerkgebäude mit halbsteinstarker Ausmauerung zur Aufnahme für zwei Hanomag-Steilrohrkessel, im Erweiterungsfalle für weitere 2 Kessel. Die eisernen Dachbinder tragen eiserne Gelenkpfetten und Holzsparren. Aufnahme der Windkräfte durch wagerechte flachliegende Fachwerkwindträger in halber Höhe und an der Oberkante der vier Umfassungswände.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

103. Die Versuchsberegnung mit Abwässern in Dresden. Von Stadtbaurat Fleck u. Stadtbaudir. Prof. Dr.-Ing. Heilmann, Dresden. Gesundheitsing. 1925, Heft 1, S. 6—8, Abb. m. 4 Abb. Mitteilungen über die Ergebnisse des auf einem Versuchsfeld angewandten Beregnungsverfahrens. Als Beregnungshöhe zur Erzielung eines bedeutenden Mehrertrages gegenüber nichtberegneten Feldern wird auf Grund von Versuchen 20 mm monatlich angegeben. Beschreibung des Beregnungsgerätes. Viereckige Beregnungsdüse. Zum Schluß wird die Wirtschaftlichkeit dieser Abwässerverwertung erörtert und bejaht.

104. Die Münchener Abwasseranlagen. Von Dipl.-Ing. Keppner, techn. Dir. der „Mittl. Isar A.-G.". Die Wasserkraft 1925, Nr. 1, S. 1—9 m. 8 Abb. Es wird die Beseitigung von Abwässern anliegender Gemeinden bei Änderung der Abflußverhältnisse offener Wasserläufe behandelt, wie sie der Ausbau der Wasserkräfte und Großschiffahrtsstraßen bedingt. Maßnahmen der Stadt München bei Ausbau der „Mittleren Isar". Behandlung der einzelnen Klärverfahren. Für München wurde im Hinblick auf das Vorhandensein günstiger Vorbedingungen als wirtschaftlichstes und zweckmäßigstes System der Abwasserreinigung die biologische Reinigung in Abwasserfischteichen nach vorhergehender Klärung des Abwassers in modernen Frischwasserkläranlagen gewählt. Es folgt die Beschreibung der einzelnen Bauanlagen, der im Bau befindlichen Klärbecken, der Ausgleichbecken, des Isardükers, des Hauptpumpwerkes mit anschließender Druckrohrleitung; zum Schluß werden die einzelnen Erträge aufgezählt, aus denen sich der Gesamtertrag der Münchener Beseitigungs- und Verwertungsanlagen zusammensetzt.

105. Die Lösung der Abwasserfrage im rheinisch-westfälischen Industriegebiet. Von Mar.-Baurat Prüß, Essen. Die Wasserkraft 1925, Nr. 1, S. 10—14 m. 5 Abb u. 1 Taf. Verfasser behandelt den Einfluß des Bergbaues auf die Oberfläche im Zusammenhang mit der Ableitung des verbrauchten Wassers im Ruhrgebiet, ferner die einzelnen, den verschiedenen wassertechnischen und volkswirtschaftlichen Verhältnissen in den einzelnen Nebenflußgebieten entsprechenden, verschiedenen technischen Lösungen der den jeweiligen Genossenschaften gestellten gleichartigen Aufgaben insbesondere hinsichtlich der Abwasserfrage.

106. Abwasserfragen. Die Wasserkraft 1925, Nr. 1, S. 14—16. Beobachtung über die Beseitigung und Verwertung der Abwässer einiger Städte Süddeutschlands vom landwirtschaftlichen Standpunkte aus. Auszug aus einem Aufsatz von Ministerialrat Dr. Christmann, München, „Technik in der Landwirtschaft" 1924, Heft 2, S. 21—24. Es handelt sich um die folgenden Städte: Stuttgart, Mannheim, Darmstadt, Frankfurt, Aschaffenburg, Nürnberg, Fürth, Zergabelshof, Amberg.

107. Gasgewinnung aus Faulräumen. Von Dr.-Ing. Imhoff, Essen, Ruhrverband. Die Wasserkraft 1925, Nr. 1, 9—10 m. 2 Abb. Das in Faulräumen durch biologische Zersetzung des Schlammes entstehende brennbare Gas wird zur Herstellung reinen Methans verwandt. Ende 1922 ist die erste Anlage des Ruhrverbandes Essen-Rellinghausen vollständig mit Gasfängern versehen worden; das Gas wird dort an das städtische Gaswerk verkauft. Beschreibung der Anlage, im besonderen der Gasfänger. Der Heizwert des aufgefangenen Mischgases ist höher als der beim städtischen Leuchtgas.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

— — — —

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

108. Der tägliche Dachbrand. Von Reg.-Baurat a. D. Hasak, Berlin-Grunewald. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1924, Nr. 52, S. 482—483. Unter Hinweis auf die besonders in den Großstädten häufig vorkommenden Dachstuhlbrände ermahnt Verfasser zur Ausführung massiver Dächer und schlägt für die neue Baupolizeiverordnung vor, die bisherige reine Holzkonstruktion von Dächern baupolizeilich zu verbieten.

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

109. Über den Einfluß des Alters auf die Eignungsprüfung zum Lokomotivführerberuf. Von Dr.-Ing. Gläsel, Dresden. Verkehrst. Woche 1925, Heft 1, S. 7—8, m. 9 Abb. Verfasser gibt die bei der Reichsbahndirektion Dresden gemachten Erfahrungen hinsichtlich der Prüfungen der seit kurzem zur Führerlaufbahn zugelassenen Lokomotiv- und Oberheizer wieder und vergleicht die Prüfungsergebnisse mit denen der aus dem Schlosserstande hervorgegangenen 22—25 Jahre alten, „jungen" Anwärter. Es konnte mit Sicherheit nachgewiesen werden, daß das Alter einen wesentlichen Einfluß bei der Eignungsprüfung ausübt.

110. Der Eisenbedarf der Welt und Deutschlands. Von Dr. W. Reichert, Berlin. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 1, S. 11—16. Die Weltleistung an Roheisen und Flußstahl von 1870 bis 1923. Die Anteile Englands, Amerikas, Deutschlands und Frankreichs. Zukünftiger Welteisenbedarf. Deutschlands Eisenbedarf und die Möglichkeit seiner Deckung. Der süddeutsche Industriebedarf und die heimische Industrie. Die Ausfuhrmöglichkeiten.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Sonstiges.

111. Tagung des Südwestdeutschen Kanalvereins für Rhein, Donau und Neckar e. V. am 14. u. 15. Nov. 1924 zu Stuttgart. Die Bautechnik 1925, Heft 2, S. 18—21 m. 6 Abb. Referat über die Mitgliederversammlung des Südwestdeutschen Kanalvereins, im besonderen über den bei dieser Gelegenheit gehaltenen Vortrag von Strombaudirektor Konz „Über den Stand der Arbeiten für die Neckarkanalisierung". Es enthält Angaben über den Gesamtbauentwurf sowie der einzelnen im Bau begriffenen Staustufen.

112. Die erste Weltkraftkonferenz in London 1924. Elektrotechnik u. Maschinenbau, Wien, Nr. 48 v. 30. 11. 24, S. 693—705 m. 3 Übersichtskarten. Die Wasserkraftwirtschaft in Österreich an Hand umfangreichen statistischen Materials und Übersichtskarten für sämtliche fertige, im Bau befindliche und geplante Wasserkraftanlagen. Kraftübertragung und -verteilung in Österreich, Nutzbarmachung der Kraftquellen Österreichs mit besonderer Berücksichtigung des Absatzes von elektrischer Energie, die Elektrisierung der österreichischen Bundesbahnen, Österreichs elektrochemische Industrie, Fortschritte im Kraftmaschinenbau Österreichs, über die gegenseitige Ausnutzung von Abfallenergie.

STELLENÜBERSICHT.

Betoningenieur von Bau-Akt.-Ges. in Deutsch O.-S. als Chef der Betonabteilung gesucht. Herren m. Hochschulbildung und m. oberschl. Verhältn. vertraut erhalten den Vorzug. Wohnung für Verheiratete vorhanden. Gefl. Bewerbg. u. Z. d. B. 1290 an die Geschäftsstelle Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin, Lindenstr. 26. (31. 12. 24.)

Regierungsbauführer des Wasserbaufaches, möglichst m. Erfahrungen im Eisenbetonbau, für örtl. Bauleitung gegen bestimmungsgemäße Vergütung sofort ges. Pr. Kultur-Bauamt I, Düsseldorf, Graf-Recke-Str. 11. (Z. d. B. 31. 12. 24.)

Jüng. Dipl.-Ing. (Bau-Ing.) z. bald. Dienstantritt für vorübergehende Beschäftigung (voraussichtl. 1 Jahr) geg. monatl. Kündigung und 300 M Monatsgehalt zur Entwurfsbearbeitung eines Wasserkraftwerkes ges. Meldg. bis 19. Jan. an Städt. Betriebswerke, Wasserwerke, Hannover, Osterstr. 33. (Dtsch. Bztg. 10. 1. 25.)

Eisenbetoningenieur f. Büro u. Baustelle v. älterem Hoch- u. Tiefbauunternehmen i. Rhein.-Westf. Industriegeb. f. bald. Eintritt ges. Gute stat. Kenntn., zeichnerische Fähigkeit u. Erfahrung auf der Baustelle Bedingung. Ausführl. Bewerbungsschreiben m. Gehaltsford. u. L 1634 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104. (10. 1. 25.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

113. Ein neues Lagermetall. Von Prof. Ing. Gregor, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.V. 1925, Heft 3/4, S. 20—21 m. 2 Abb. Das Ergebnis der Bestrebungen, das teure, etwa 80 vH Zinn enthaltende Lagermetall, dessen Hauptbestandteil, Zinn, eingeführt werden muß (Österreich), durch eine solche Legierung zu ersetzen, für welche der größere Teil der Rohstoffe im Inlande gewonnen werden kann und die sich wesentlich billiger als das althergebrachte Weißmetall stellt, wird, zusammen mit den einzelnen Versuchsanordnungen, mitgeteilt. Es handelt sich um eine mit T. S. bezeichnete, gesetzlich geschützte Legierung.

114. Über den Einfluß des Sauerstoffs auf die physikalischen und technischen Eigenschaften des Flußeisens. Von Dr.-Ing. A. Wimmer, Dortmund. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 3, S. 73—79 m. 4 Abb. u. 1 Taf. Mittlg. a. d. Vers.-Anst. d. Eisen-Stahlwerks Hoesch, Dortmund. Herstellung von Sauerstoffschmelzen, Ermittlung der Streckgrenze, Bruchfestigkeit, Dehnung, Konstruktion, Härte nach Brinell, Kerbzähigkeit und Biegezahl. Rotbruch, Kaltbruch und Oberflächenkaltbearbeitung in Beziehung zum Sauerstoffgehalt. Gefüge.

115. Titanzemente. Von Dr. H. Kühl, Berlin-Lichterfelde. Zement 1925, Nr. 3, S. 37—39. Mittlg. a. d. Zementtechn. Institut der Techn. Hochsch. Berlin. Im Anschluß an die Arbeiten von Michaelis, die zur Erfindung des Erzzementes führten, sind Versuche angestellt worden, die dem Zweck dienten, für die Kieselsäure einen vollwertigen Ersatz zu schaffen; insbesondere ist untersucht worden, ob ein Gehalt an Titansäure die Eigenschaften des Zementes günstig oder ungünstig beeinflußt. Ergebnis: Bei einem zu weitgehenden Ersatz der Kieselsäure durch Titansäure tritt jedoch Verminderung des Erhärtungsvermögens ein, so daß reine Titanzemente technisch minderwertig sind.

116. Bindemittel aus Braunkohlenasche. Von Dr.-Ing. Luftschitz, Dresden. Tonindustrieztg. 1925, Nr. 5, S. 69—72, Nr. 6, S. 85—87, Nr. 7, S. 99—102. Die Ausführungen geben die Versuchsergebnisse mit Gipskalk und hydraulischem Gipskalk wieder; die in einer chronologischen Übersichtstabelle zusammengestellt sind. Die letzten Versuche gelten der Herstellung von Schmelzzement aus Braunkohlenasche.

117. Tonerde-Schmelzzement. Schmelzpunkt und Widerstandsfähigkeit. Von Dipl.-Ing. C. Prüßing, Hemmoor (Oste). Zement 1925, Nr. 2, S. 19—21. Verfasser geht auf die Ausführungen obigen Themas in Nr. 103 d. Tonindustriezeitung 1924 ein und wendet sich gegen den Vergleich von Si-Stoff oder Hochofenzement und Tonerdezement, da beiden das Hauptmerkmal des Schmelzzementes, die hohe Anfangsfestigkeit fehlt. Als besseren Ersatz stellt Verfasser hochwertigen Erzzement entgegen, der die Garantien von hochwertigem Portlandzement durchaus erfüllt, und dessen fabrikmäßige Herstellung eingeleitet ist.

Baumaschinen und Förderanlagen.

118. Hebe- und Fördermittel auf der britischen Reichsausstellung in Wembley. Von R. Woernle, Danzig. V. D. I. 1925, Nr. 3, S. 65—70 m. 22 Abb. Kurzer kritischer Überblick über bemerkenswerte Neuerungen auf dem Gebiete der Elektrokarren, Wippkrane für wagerechten Lastweg, Kipper, Bekohlanlagen, Aufzüge, Seeschiffentladung und Baumaschinen.

119. Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen. Von Geheimrat Buhle, Dresden. Bautechnik 1925, Heft 4, S. 40—42 m. 8 Abb. Forts. a. Heft 1. Gleichzeitige Ausführung nachstehender Arbeiten: Annahme von Korn aus Schiffen mit dem fahrbaren Becherwerk und mit dem fahrbaren Saugförderer, sowie Überführung der Ware auf Lager, gegebenenfalls auch sofortige Absackung des Fördergutes auf der Rampe. Annahme von losem Getreide aus Schiffen mit Hilfe der Krane und Greifer. Annahme aus Eisenbahnwagen. Umstechen vom Lager nach jedem beliebigen anderen Boden. Abgabe gesackten Getreides sowie losen Korns vom Boden bzw. Lager in Eisenbahnwagen und ins Schiff.

Statik und Festigkeitslehre.

120. Die Eisenbetonkonstruktionen für den Neubau eines Vereinshauses der Postangestellten in Prag. Von Dr. techn. Ing. J. Fritzsche u. Ing. Meisnar, Prag. Beton u. Eisen 1925, Heft 2, S. 22—27 m. 10 Abb. Die Ausführungen bilden einen Auszug aus der statischen Berechnung einer 30-fach statisch unbestimmten Stockwerkrahmenkonstruktion. Zerlegung des Tragwerkes in mehrere Teile, die aber nicht unabhängig voneinander angenommen, sondern deren gegenseitige Beeinflussung soweit als möglich berücksichtigt wurde. Die Trägheitsmomente der einzelnen Rahmenteile wurden auf Grund einer Vorbemessung ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen für einen Betonquerschnitt gleichen elastischen Verhaltens berechnet.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

121. Der Neubau der Weinzöttlbrücke. Von Dr. techn. Krebitz, Graz. Öffentl. Baudienst 1924, Heft 12, S. 174—178 m. 5 Abb. Forts. u. Schluß. In der Folge gibt Verfasser eine Zusammenstellung über die Prüfung von Gelenken, beschreibt den Bauvorgang, im besonderen bei Herstellung des Flußpfeilers, die Ausrüstungsarbeiten, Berechnung der Zusatzspannungen. Zum Schluß wird noch einiges über die verwendeten Baustoffe und deren Prüfung sowie über die Probebelastung des Bauwerkes erwähnt. Übersicht der Formänderungen.

e) Eiserne Brücken.

122. Über einen bemerkenswerten Entwurf vom letzten Wettbewerb für die Sydneybrücke. Von Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmaier, München. Bautechnik 1925, Heft 3, S. 25—27 m. 4 Abb. Es handelt sich um einen Entwurf, der zum letzten engeren Wettbewerb hinzugezogen worden ist und nach Meinung des Verfassers dem zur Ausführung bestimmten Entwurf in beinahe jeder Beziehung, außer der Kostenfrage, überlegen ist. Das Haupttragglied ist ein in gemauerten Widerlagern verankertes Paralleldrahtkabel, versteift durch einen über drei Öffnungen kontinuierlichen Fachwerkträger. Nur in der Mittelöffnung, L = 487,7 m, steht dieser Versteifungsträger mit dem Kabel in Verbindung, in den Seitenöffnungen sind keine Hängestangen vorhanden. Es folgen Belastungsangaben sowie die Beschreibung der, nach den Angaben des Verfassers, besonderen Vorzüge des Entwurfs.

123. Ausbesserung und Verstärkung einer Brücke über die Rhône bei La Voulte mittels Eisen und Eisenbeton. Von Ing. M. de Boulogne. Ann. d. Ponts et Chaussées, Part. Techn. 1924, V. Teil, S. 185—209 m. 7 Abb. u. 6 Tafeln. Verfasser gibt einen vollständigen Erläuterungsbericht und eine weitgehende Beschreibung konstruktiver Einzelheiten im Zusammenhang mit den ausführlichen Abbildungen wieder. Es handelt sich um eine im Jahre 1861 in Gußeisen errichtete Eisenbahn-Bogenbrücke, deren Verstärkung durch die größeren Zuglasten erforderlich wurde.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

124. Flüssigkeitsbehälter von geringstem Baustoffaufwand. Von Dipl.-Ing. Stieglitz, Potsdam. V. D. I. 1925, Nr. 3, S. 71—73 m. 4 Abb. Für walzenförmige, eiserne Flüssigkeitsbehälter mit unveränderlicher und gestaffelter Mantelblechdicke werden Gleichungen angegeben, nach denen man die Behälterabmessungen bestimmen kann, bei denen der Baustoffaufwand am kleinsten wird.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

125. Die Behebung der Hochwasserschäden vom September 1920 am Almflusse bei Oberalm. Von Oberbaurat Ing. Salcher. Öffentl. Baudienst 1924, Heft 12, S. 171—173 m. 7 Abb. Eingangs wird der Umfang der Hochwasserschäden, zu denen die fast völlige Zerstörung dreier hintereinanderliegender Wehre gehört, beschrieben; es schließt sich die Beschreibung der Hochwasserschutzbauten an. Bemerkenswerte geologische Verhältnisse (Erosionsschlucht) und entsprechende erschwerte Gründung, deren Bauvorgang bei Ausführung eines Wehres näher behandelt wird. Aufsatzkonstruktion des Klappenwehres.

126. Die Weser-Main-Verbindung als Schlußstück im deutschen Großwasserstraßennetz. Von Dr. Boelsen, Frankfurt a. M. Verkehrstechnik 1925, Nr. 4, S. 43—45 m. 1 Abb. Die Notwendigkeit einer Weser-Main-Verbindung wird dargelegt und die verkehrswirtschaftliche Bedeutung und Ausbaumöglichkeit der vorgeschlagenen Werra-Itz-Linie und Fulda-Kinzig-Sinn-Linie behandelt. Erstere ist von dem staatlichen Vorbereitungsamt in Eisenach als die günstigste Verbindung zwischen den Donauländern, Bayern und Thüringen einerseits und dem Wesergebiet und den deutschen Nordseehäfen anderseits ermittelt worden.

127. Die Vergrößerungsbauten des Hafens von Havre. Von H. Müller. Bautechnik 1925 Heft 3, S. 27—29 m. 6 Abb. Verfasser gibt einen geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung bzw. Erweiterung des Hafens von Havre a. d. Seine im Zusammenhang mit einer Übersicht über die Entwicklung des Umschlagverkehrs. Bei den letzten umfangreichen Erweiterungsbauten ist gleichzeitig ein Trockendock von 312 m nutzbarer Länge und 38 m breiter Öffnung ausgeführt worden. Verwendung von Ciment à la gaize (Ardennen) als Zusatz zum Beton zur Erhöhung der Wasserdichte.

128. Über Tore und Schützen für Schiffsschleusen. Von Oberregierungsbaurat Loebell, Berlin. Bautechnik 1925 Heft 4, S. 36—40 m. 20 Abb. Schluß v. Heft 55 Jahrg. 24. Nähere Beschreibung der Rohrschützen im Obertor, die sich auf viereckige Rohre aufsetzen; letztere sind in den Oberdrempel eingelassen. Dieselbe Schützenkonstruktion im Unterhaupt. Schützenantrieb; Zylinderschutz mit keiligen und kugeligen Dichtungsflächen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

129. Der Bau der Eisenbetontalsperre Vöhrenbach. Von Dr.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B. Zement 1925, Nr. 1, S. 8—12, Nr. 2, S. 25—27 m. 13 Abb. Vielfachbogenmauer mit schrägliegenden Eisenbetongewölben, die sich auf die dreieckförmigen Pfeiler abstützen. Angaben über Abmessungen, Belastungsannahmen. Hochwasserüberlauf und Beruhigungsbecken nach Versuchen im Flußbaulaboratorium der Techn. Hochschule Karlsruhe. Die geologischen Verhältnisse im Zusammenhang mit den Gründungsarbeiten. Baustelleneinrichtungen. Materialfragen.

130. Die neuere Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues. Nach N. Mangiagalli, Annali dei Lavori Pubblici 1924, Heft 9, Bautechnik 1925, Heft 3, S. 29—30 m. 4 Abb. Die Entwicklung in Zusammenhang mit der Begründung des großen Umfanges und des hohen Standes des italienischen Talsperrenbaues wird in übersichtlicher Weise beschrieben, wobei eine Zusammenstellung der einzelnen Ausführungen und Bauarten gegeben wird, die an Hand zahlreicher Mauerquerschnitte von der ersten 1866 erbauten Corrongiu-Staumauer bis zu der ihrer Vollendung entgegengehenden gewaltigen Tirso-Talsperre mit 460 Mill. m² Inhalt führt.

131. Die projektierten Kraftwerke Oberhasli der „Bernischen Kraftwerke" A.-G. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 3, S. 28—32 m. 3 Abb. u. 1 Übersichtsplan. Schluß v. S. 14. Ausführliche Beschreibung des Kraftwerkes Grimsel-Haudeck sowie der Gesamtanlage, einschließlich der Talsperren Seeuferegg und Spitallamm.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

132. Straßenbefestigungen. Von M. Guelle. Ann. d. Ponts et Chaussées 1924, V. Teil, S. 250—264. Es werden die bei Versuchsstraßen, besonders bei Verwendung von Wasserglas „silicate en soude" als Bindemittel, nach Jahresfrist beobachteten Ergebnisse, die Herstellung der Straßenbefestigung und die Unterhaltung behandelt. Laboratoriumsergebnisse werden daneben verglichen. Wahl des zu verwendenden Kalkes. Wirtschaftliche Erwägungen.

133. Sandasphaltpflaster im Verbund mit der Betonunterlage. Von Oberbaurat Reiner, Berlin-Tempelhof. Zentralblatt d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 3, S. 21—23 m. 5 Abb. Es wird in der Folge die Herstellungsweise und Fahrbahnkonstruktion aus Sandasphalt beschrieben, die zwar ebenfalls eine Binderschicht hat, deren Vorzug aber darin besteht, daß ihre Konstruktionshöhe praktisch gleich null und daß sie eine Binderschicht im vollen Sinne des Wortes ist, weil sie die Fahrschicht, den Sandasphalt, fest mit dem Beton verbindet und mit der Unterlage in Verbund bringt. Die Wahl des Sandes, des Bitumens sowie die Art der Unterhaltung des Pflasters werden anschließend behandelt.

134. Automobil und Straße. Von Oberbaurat Heutrich, Krefeld. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 5, Stadt u. Siedlung, Nr. 2, S. 10—14. Schluß a. Nr. 1. In der Folge behandelt Verfasser die Forderungen des Straßenbaues an das Automobil. Herstellung einer den berechtigten Anforderungen des umfangreichen Autoverkehrs entsprechenden Bau- und Unterhaltungszustandes bzw. reiner Automobilstraßen unter gleichzeitiger Aufbringung der erforderlichen Mittel bzw. Mehrkosten auf dem Wege der Besteuerung der Fahrzeuge bzw. des Automobilbedarfs. Reifensteuer.

Eisenbahnbau und -betrieb.

135. Die schwedischen Staatseisenbahnen im Geschäftsjahr 1923. Von Oberreg. u. Baurat Dr. Saller, Regensburg. Verkehrstechnik 1925, Nr. 2, S. 20—21. Die Elektrisierungsarbeiten, Länge, Betriebsleistungen und -ergebnisse der schwedischen Staatseisenbahnen im Geschäftsjahr 1923 werden auf Grund des amtlichen schwedischen Berichtes bekanntgegeben.

136. Rückblick auf das Jahr 1924. Von Reichsbahndir.-Präs. z. D. Wulff. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 1, 2, S. 29—37, Nr. 3, S. 62—71. Forts. u. Schluß. Nach einem Rückblick auf die Entwicklung und die Tätigkeit der deutschen Reichsbahn im Jahre 1924 folgen solche der nachgenannten Länder: Österreich, Ungarn, Niederlande, Schweden-Norwegen-Dänemark, Schweiz, Italien, Spanien und Portugal, Frankreich, Belgien, Polen, Tschechoslowakei, Südslawien, Rumänien, Rußland, Finnland, Lettland-Estland-Litauen, Türkei, Großbritannien, Amerika und allgemein Asien.

137. Die Selbstkosten der Eisenbahnen. Von Prof. Dr.-Ing. Blum, Hannover. Verkehrst. Woche 1925, Heft 2, S. 17—20. Die „vollen Selbstkosten" werden zergliedert in Kapitalkosten, Betriebskosten, Unterhaltung, Erneuerung, Bildung einer Sicherheitsrücklage, deren einzelne Bedeutungen näher erörtert werden, zu dem Ende, die Probleme der Senkung der Selbstkosten, der Vergrößerung der Einnahmen sowie der Wirtschaftlichkeit von Umgestaltungen und Neuanlagen auf Grund eingehender Untersuchungen zu klären.

138. Betriebstechnische Rückwirkungen der luftgebremsten Güterzüge. Von Eisenb.-Obering. Lange, Seelze. Verkehrst. Woche, 1925, Heft 4, S. 40—41 m. 2 Abb. Verfasser bespricht die seit der Einführung der luftgebremsten Güterzüge mit diesen gemachten Erfahrungen, nachdem nunmehr etwa vier Fünftel des Wagenbestandes mit Bremsapparaten oder mit Luftleitung ausgerüstet sind. Die Bremsprobe bei dem Abgang der Züge wird näher beschrieben, wobei auf die Zahl des Zugpersonals besonderes Gewicht gelegt wird. Ferner wird die Frage erörtert, ob die Einbuße an Umlaufszeit als Folge der Einführung luftgebremster Güterzüge durch Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit ausgeglichen werden kann. Zum Schluß werden die Vor- und Nachteile gegeneinander abgewogen.

139. Der Stand der Eisenbahnelektrisierung in Schweden, Frankreich und Italien. Von Oberreg.-Baurat Dr. Saller, Regensburg. Verkehrstechnik 1925, Nr. 1, S. 3—6. In der Folge werden Angaben gemacht über die Art und Größe der Energiequellen, der Ausdehnung der elektrisierten Strecken, ferner über die Fahrdrahtleitungen bzw. das System, den Verkehr, Betrieb und die Verwaltung. Die Ausführungen sollen Anregungen zu Vergleichen des Vorgehens verschiedener Länder auf dem Gebiete der Bahnelektrisierung geben.

140. Die Elektrisierung der westlichen Vorortbahnen von Paris. Von Baurat Soberski †, Berlin-Wilmersdorf. Verkehrstechnik 1925, Heft 2, S. 13—15 m. 5 Abb. Es wird ein Überblick über die bereits erfolgte und weiter geplante Elektrisierung der westlichen Vorortbahnen von Paris sowie die für den elektrischen Betrieb beschafften Lokomotiven und Triebwagen gegeben. Außerdem werden Angaben über den auf diesen Vorortbahnen zu bewältigenden Verkehr gemacht.

141. Über die Gestaltung der Auffahrrampe der Ablaufberge. Von Dr.-Ing. Derikartz. Verkehrst. Woche 1925, Heft 4, S. 43—45. Erwiderung auf die Zuschriften der Herren Prof. Cauer u. Min.-Rat Lamp in Verkehrst. Woche 1924, Heft 51. Lage des Ablaufpunktes zu den Einfahrgleisen; wirtschaftliche Erwägungen bei der Gesamtanlage von Verschiebebahnhöfen. Organische Entwicklung auch bei Anlage von Rampen und Anschlußgleisen zwecks Erzielung wirtschaftlichster Betriebsverhältnisse für das Ablaufgeschäft. Ortsfeste Antriebe. Verschiebung des Ablaufpunktes auf die nutzbare Länge der Einfahrgleise.

142. Einiges aus dem Eisenbahnbetrieb. Von Reg.-Baurat Sittard, Erfurt. Verkehrst. Woche 1925, Heft 4, S. 42—43 m. 2 Abb. An einigen Beispielen wird der Teil der Fahrdienstvorschriften erörtert, dessen Anordnungen für besondere Fälle gelten und den Pflichtenkreis des Vorstandes des Betriebsamtes berühren. Ferner wird auf die Bestimmungen über Verantwortlichkeitsbezirke im Anschluß an § 65 [2] der Bau- und Betriebsordnung, Zugschlußstellen nach § 27 der F. V. und Rangierverbote eingegangen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

143. Über die lastverteilende Wirkung und die Beanspruchung der Platte bei Plattenbalken. Von Ing. Dr. E. Müller, Wien. Öffentl. Baudienst 1924, Heft 12, S. 179—181 m. 3 Abb. Forts. u. Schluß. Allgemeine Behandlung der auf drei Rippen gelagerten Platte mit einem anschließenden Beispiel für die Berechnung einer Plattenbalkenbrücke bei einer gleichförmig verteilten Belastung auf einer Brückenhälfte. Es folgt ein Hinweis auf die Behandlung des n-rippigen Plattenbalkens.

144. Das Fabrikgebäude Kronos in Eleusis bei Athen. Von P.-Santo Rini, Athen. Beton u. Eisen 1925, Heft 2, S. 18 bis 22 m. 10 Abb. Nach einleitender Beschreibung des Eisenbetonbaues folgen Angaben über die statischen Grundlagen. Das Gebäudegerippe besteht im wesentlichen aus drei Fachwerkrahmen mit mittlerem Stockwerkrahmen. Im Zusammenhang mit der Rahmenberechnung erwähnt Verfasser ein Verfahren, welches die unmittelbare Berechnung sämtlicher Unbekannten eines n-feldrigen Stockwerkrahmens für beliebigen Lastangriff ermöglicht.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

145. Neuzeitliche Flugzeughallen. Von Dir. H. Schmuckler, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 3, S. 25—33 m. 12 Abb. Beschreibung der neuzeitlich eingerichteten Flughäfen von Rotterdam. Konstruktive Ausbildung der eisernen Flugzeughallen. Schiebetoranlagen, Falttoranlage.

Holzbau.

146. Kesselschmiede Eßlingen. Von Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart. Bautechnik 1925, Heft 4, S. 33—36 m. 8 Abb. Vierschiffiger in den Jahren 1920—22 erbauter Holzhallenbau. Kranbahnträger in Eisenbeton. Dachkonstruktion in Meltzer-Bauart. Angaben über die angestellten Belastungsproben, die mit Rücksicht auf die Konstruktionsart zur genaueren Ermittlung der Nebenspannungen erforderlich wurden. Am Schluß folgt eine Zusammenstellung über den Holz- und Eisenverbrauch.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

147. Das Garagenproblem in den deutschen Großstädten. Von Dr.-Ing. G. Müller, Berlin-Lankwitz. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 7, Konstruktion und Bauausführung, Nr. 2, S. 17—22 m. 16 Abb. Verfasser behandelt angesichts der zu erwartenden Zunahme des Automobilverkehrs das Garagenproblem für die deutschen Großstädte. Grundrißaufteilung. Höhengewinnung in Garagenhochbauten. Bauhöhe als Abhängige vom Grundstückspreis. Ausbildung der Rampe im Zusammenhang mit der Grundrißform.

148. Erfahrungen mit dem Betrieb von Schnellfiltern für die Vorfiltration von Oberlfächenwasser. Von Dir. Lichtheim, Altona. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 4, S. 49—50. Verfasser gibt seine Erfahrungen mit der durch bereits achtjährigen Betrieb erprobten Aufbereitung des Elbwassers mittels Schnellfilter als Vorfiltration für die Versorgung der Stadt Altona und der angrenzenden Elbgemeinde bekannt. Aus den Betriebsergebnissen erhellt der hohe Wert der Vorfiltration von Oberflächenwasser durch Schnellfilter, die alle Unreinigkeiten des Rohwassers aufnehmen und ohne größere Arbeitsleistung auf mechanischem Wege den Betrieb sicher und störungsfrei gestalten.

149. Die Lösung der Abwasserfrage im rheinisch-westfälischen Industriegebiet. Von Marinebaurat Prüß, Essen. Wasserkraft 1925, Nr. 2, S. 19—25 m. 16 Abb. Forts. aus Heft 1, S. 14. An der Hand einzelner Ausführungsbeispiele werden Emscherbrunnenanlagen mit Schlammtrockenplatz gezeigt, in denen die Entschlammung des vorwiegend städtischen Abwassers nach den Angaben von Dr. Imhoff vorgenommen wird. Von der im Bau befindlichen Kläranlage für den Schwarzbach werden bemerkenswerte Teilanlagen bzw. deren Konstruktionen im Zusammenhang mit den Abbildungen wiedergegeben.

150. Verwertung oder Beseitigung. Von L. Migge u. M. Schemmel, Siedlerschule Worpswede. Gesundh.-Ing. 1925, Heft 3, S. 27—30. Kritische Bemerkung zu dem Hefte über Abfallwirtschaft ders. Zeitschrift 1924, Heft 26. Verfasser lehnen die landwirtschaftliche Verwertung städtischer Abfälle aus unabänderlichen wirtschaftlich-technischen Gründen auf seiten der Landwirtschaft ab. In der Folge werden die volkswirtschaftlichen, wohnungswirtschaftlichen und finanziellen Bedingungen moderner „Stadtlandkultur" erörtert. Organische Trockenverwertung der Trockenabfälle, organische Naßverwertung aller Gebrauchswässer, Sondierung des Kreislaufskörpers.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

151. Über Entwässerung von Straßenbahngleisen. Von Dir. Thomas, Köln. Verkehrstechnik 1925, Heft 1, S. 1—3, Heft 2, S. 18—20 m. 8 Abb. Untersuchung der Ursachen für die rasche Zerstörung der Straßenbahngleise. Das Mittel zur Verhinderung dieser Zerstörung ist eine gute Entwässerung des Untergrundes. Gut entwässerte Gleise zeigten sowohl in Steinpflaster als auch in Asphaltpflaster mehr als 10 Jahre keine Riffeln. Beziehungen zwischen Entwässerung und Riffelbildung.

152. Die elektrischen Bahnen von Budapest. Von Reg.-Oberbaurat v. Sztrókay, Budapest. Verkehrstechnik 1925, Heft 3, S. 25—27 m. 1 Verkehrsplan. Die vorhandenen und geplanten elektrischen Bahnen innerhalb des Weichbildes von Budapest sowie die für den Plan maßgebenden Gesichtspunkte werden erörtert.

153. Verkehr und Verkehrsmittel in Paris. Von C. Benedek. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 3/4, S. 17—20 m. 3 Abb. Darstellung der seit Kriegsende wesentlich angestiegenen Verkehrsanforderungen in Paris, insbesondere der Straßenbahnen und Omnibusse und Hinweis auf die Ausgestaltung des Pariser Untergrundbahnnetzes.

154. Verkehrsregelung in Paris. Von Geheimrat Wernekke, Berlin-Zehlendorf. Verkehrstechnik 1925, Nr. 4, S. 40—42. Die bereits bestehenden und geplanten Vorschriften für die Regelung des Pariser Straßenverkehrs werden behandelt.

155. Der Stück- und Massengüterverkehr und der Zubringerverkehr auf den Straßen- und Kleinbahnen. Von Gen.-Dir. Schwab, Düsseldorf-Oberkassel. Verkehrstechnik 1925, Nr. 2, S. 15—17. Den Straßen- und Kleinbahnen müssen ganz allgemein zur Entlastung der Reichsbahn die Gütertransporte nicht nur in den Zeiten des Spitzenverkehrs überlassen werden. Diesen Verkehrsunternehmungen ist bei der Ausgestaltung ihres Güterverkehrs im Interesse der Wirtschaft freie Hand zu lassen.

Siedlungswesen. Sparsame Bauweise.

156. Der Siedlungsaufbau des Ruhrgebietes. Von Dipl.-Ing. Ehlgötz, Essen. Deutsches Bauwesen 1925, Nr. 1, S. 2—4, Nr. 2, S. 10—13 m. 10 Abb. Verfasser behandelt die Siedlungsfrage im Rheinisch-Westfälischem Industriegebiet im Zusammenhang mit einem geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung der dortigen Industrie und der jeweiligen Verschiebungen der Volksdichte.

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

157. Die Rechtsstellung der Reichsbahnbeamten. Von Dr. Ottmann, Elberfeld. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 3, S. 57—62. Die Stellung des Sachverständigengutachtens und die Rechtsquellen für das Reichsbahnbeamtenrecht. Der Begriff der Reichsbahnbeamten, deren Anstellung, deren Pflichten, die Rechtsfolgen der Pflichtverletzung, strafrechtliche Folgen, die Rechte der Reichsbahnbeamten, die Beendigung des Beamtenverhältnisses.

158. Rangierstöße in der Rechtsprechung. Von Reg.-Rat Mantey, Erfurt. Verkehrstechnik 1925, Nr. 4, S. 45—47. Er werden Entscheidungen, besonders aus letzter Zeit, zur rechtlichen Beurteilung der Rangierstöße angeführt. Inwieweit der Stärkegrad der Rangierstöße eine rechtlich entscheidende Rolle spielt, ist bestritten.

159. Bau und Unterhaltung der Anschlußstrecken von zwei Gemeindewegen an eine Landstraße. Verkehrstechnik 1925, Nr. 3, S. 31—32. Ein Urteil des preußischen Oberverwaltungsgerichtes; die der betreffenden Gemeinde obliegende Unterhaltungspflicht erstreckt sich auch auf das ganze Zubehör der Wege, also auf sämtliche Anlagen, die dem öffentlichen Zwecke des Weges zu dienen bestimmt sind.

160. Arbeitsplatzstudien in der Werkstatt. Von Benkert, Dresden. Industrielle Psychotechnik 1925, Heft 1, S. 1—5 m. 4 Abb. Es wird an Hand von Beispielen gezeigt, wie man Arbeitsplatzstudien vornimmt, welchen Wert dieselben für den Betrieb haben, da sie die Qualität der Arbeit heben, die Produktion verbilligen und auch dem Arbeitenden nicht unbeträchtliche Vorteile gewähren.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

STELLENÜBERSICHT.

Eisenbeton-Ingenieur, der über große Erfahrungen im Industriebau verfügt, in Statik u. Kalkulation gleich gut bewandert ist, zum mögl. baldig. Antritt ges. Offerten m. Lichtb., Zeugnisabschr. u. Gehaltsanspr. u. Y 1720 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104 (28. I. 25).

Jüng. Bauingenieur für unser technisches Büro ges., welcher sicherer Statiker u. flott. Zeichner sein muß. Gefl. Anerbieten u. Beifügung v. Zeugnisabschr. u. Angebote d. Gehaltsanspr. erbittet J. W. Roth-A.-G. Neugersdorf i. Sa. (Dtsch. Bztg. 28. I. 25).

Statiker f. eiserne Brücken (eventl. nebenamtl.) in Berlin ges. Angeb. m. Lebensl. u. Gehaltsanspr. u. A. 1749 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104 (28. I. 25).

Bauingenieur (Reg.-Bmstr. od. Dipl.-Ing.) m. gut. Beziehungen zur Behörde u. Industrie als Akquisiteur u. mit Erfahrungen speziell im Eisenbetonbau von Berliner Hoch- u. Tiefbau-Gesellschaft ges. Antritt mögl. bald. Nur Herren, welche f. vorstehenden Posten geeignet sind, wollen sich melden u. Q 1739 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104 (28. I. 25).

Bauführer, energisch u. erfahren, von größ. Baugeschäft nach Essen z. 1. IV. oder früher ges. Nur solche Herren kommen in Frage, welche läng. Tätigkeit in Baugeschäften nachweisen, auch sicher in Eisenbetonbau, Statik u. Abrechn. sind. Bei zufriedenst. Leistungen Dauerstellung. Ausführl. Angeb. m. Gehaltsanspr. u. Bild u. K 1744 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104 (28. I. 25).

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

161. Gipshaltige Zuschlagsstoffe im Betonbau. Von Dr. A. Spengel. Tonindustrieztg. 1925, Nr. 10, S. 131—133 m. 2 Abb. Verfasser nimmt noch einmal Bezug auf die Ausführung der Druckstollen des Walchenseekraftwerkes und erörtert die Frage, wie hoch liegt die Grenze der in Betonrohstoffen noch zulässigen Menge Gips, ohne sich der Gefahr von Betonzerstörungen auszusetzen, wobei einzelne Versuchsergebnisse verschiedener Laboratorien und Versuchsanstalten auszugsweise widergegeben werden.

162. Luftgranulierte Schlacke im Vergleich zu wassergranulierter bei der Herstellung von Hüttenzementen. Von Dr. A. Guttmann, Düsseldorf. Zement 1925, Nr. 4, S. 57—60 m. 2 Abb. Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie. Verfasser teilt die Ergebnisse seiner Versuche mit, die dem Zwecke dienten, die Behauptungen der Gegner der Luftgranulation auf ihre Richtigkeit zu prüfen. Im besonderen wurde als Ausgangsstoff für die Versuche eine sehr kalkreiche Schlacke verwandt, und zwar einmal als Wassergranulat, das andere Mal durch Luftgranulation in der drehbaren Trommel nach Jantzen.

163. Wege und Ziele zur Veredelung von Gußeisen. Von Prof. Dr.-Ing. Goerens, Essen, Stahl u. Eisen 1925, Nr. 5, S. 137 bis 140 m. 11 Abb. Vortrag, gehalten gelegentlich der 8. Hauptversammlung des Techn. Hauptausschusses für Gießereiwesen. Aufbau des weißen und grauen Gußeisens. Beeinflussung der Eutektika und der Grundmasse sowie Theorie der Graphitbildung. Einfluß von Schwefel und Phosphor im Gußeisen. Wichtigkeit des Mikroskops bei Gußeisenuntersuchungen.

164. Das Graphiteutektikum im Gußeisen. Von Dr.-Ing. E. Schüz, Leipzig-Großzschocher. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 5, S. 144—147 m. 10 Abb. Es wird ein Verfahren beschrieben, nach welchem durch den Guß eines Eisens mit über 3 vH Silizium in Kokille planmäßig ein hochwertiger Grauguß erzeugt wird, in welchem der größte Teil des freien Kohlenstoffes als eutektischer Graphit enthalten ist. Sein Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften des Gusses. Erklärung seiner Entstehung an Hand des Eisen-Kohlenstoff-Diagrammes.

165. Untersuchungen über technisches Ferrosilizium. Von Bamberger, Einerl, Nußbaum. Stahl und Eisen 1925, Nr. 5, S. 141—144 m. 7 Abb. Nachweis von Eisendisilizid ($FeSi_2$), Anreicherung von Phosphorwasserstoff abgebenden Verunreinigungen in dem Eutektikum, Zerfall dieser Legierungen in sich nicht weiter verändernde lose Körner in feuchter Luft unter Entwicklung giftiger Gase.

Baumaschinen und Förderanlagen.

166. Die Verwendung von Elektrokarren im Kanalreinigungsbetriebe. Von Oberbaurat Müller, Bremen. Der Städtische Tiefbau 1925, Heft 1/2 S. 1—3. Beschreibung des in Bremen eingeführten maschinellen Kanalrohrreinigungsbetriebes; Verwendung von Elektrokarren zum Antransport der Winden, Reinigungsgeräte, der Wohn- und Schlammwagen. Durch einfaches Umschalten wird der Fahrmotor zum Antrieb der Winden verwendet. Ersparnis an Menschenkraft, beschleunigte Reinigung, geringe Unterhaltungskosten.

Statik und Festigkeitslehre.

167. Auftrieb in überschwemmten Mauerwerksfugen. Von Coullié, Le Génie Civil 1925, Nr. 5, S. 111—112. Verfasser behandelt die Berechnung des Auftriebes aus der Trapez- und der Fünfecksfläche und untersucht die durchlässige, undichte Fuge, sowie die dichte Fuge; beide Berechnungsannahmen führen zum gleichen praktischen Resultat.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

168. Eisenbeton-Konsolträger-Brücke. Concrete Januar 1925, S. 28 m. 8 Abb. Kurze Mitteilung über genannte Brückenkonstruktion von 16 m Spannweite. Die Abbildungen zeigen Abschnitte der Bauausführung.

e) Eiserne Brücken.

169. Demontage und Wiederaufbau von 3 Brücken von 60 m. Von P. P. Bijlaard, De Ingenieur 1924 Nr. 70. S. 778 m. 20 Abb. Beschreibung der Demontage und Montagearbeiten sowie der dazu verwandten Hilfsmittel. Die Demontage der aus einem Halbparabelträger bestehenden Mittelöffnungen geschah ohne Gerüst durch Befestigen des Mittelträgers an den Trägern der beiden Seitenöffnungen mittels eines Hilfsstabes in der Obergurtlinie und Rückbau von der Mitte aus; der Wiederaufbau ebenfalls nur teilweise mit Gerüst, im übrigen mittels Hilfsträgern, die über die angrenzenden Seitenöffnungen gelegt und in den Landpfeilern verankert wurden, von den Pfeilern aus nach der Mitte zu.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

Gründungsarbeiten usw.

170. Holzpfähle mit Eisenbetonaufsatz. Concrete Nov. 1924, S. 172/174 und 179/80 m. 6 Zeichn. und 16 Abb. Bauart des holländischen Ingenieurs Egi Handl, zweckmäßig durchgebildet, bei den Proben durch das Stadtbauamt in Amsterdam bewährt und i. J. 1912 für 1500 Wohnhäuser (40 000 Pfähle) angewendet mit 25 bis 30 vH Ersparnis gegen Gründung auf Holzpfählen unter Niedrigwasser.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

171. Wasserwirtschaftliches vom Rhein zwischen Untersee und Rüdlingen. Von Dr.-Ing. Eggenschwyler, Zürich, Schweiz. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 1, S. 1—4, Schluß. Verfasser kommt zu dem Schluß, daß die einzig richtige Lösung für die Schiffbarmachung der genannten Strecke in einem Schiffahrtstunnel unter dem Kohlefirst besteht und daß alle Bemühungen, diese Frage durch engere Anlehnung an das natürliche Flußbett zu lösen, nicht nur auf Kosten der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit der Schiffahrtsanlagen, sondern besonders auf Kosten der wirtschaftlichen Ausnutzung der auf dieser Strecke ungewöhnlich günstigen Wasserkräfte geschehe.

172. Die Entwicklungsgeschichte der Nordsee und die neuzeitliche Küstensenkung. Von Prof. Dr. Wolff, Berlin-Frohnau. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 1, S. 16—21 m. 7 Abb. Ausgehend von der Tatsache, daß unsere Nordseeküste eine ververschiebbare Linie ist, auf der von altersher die Bodensenkungen immer wieder die Hebungen überwogen haben, behandelt Verfasser die geologischen Verhältnisse, die Schollengliederung des Gebirgssockels, von Norddeutschland, die verschiedenen Meeresausbreitungen, die Litorinasenkung, die selbständigen Schwankungen des Meeres, sowie die jetzigen gegensätzlichen Meinungen über den Bewegungszustand des Bodens. Zum Schluß wird der Weg zur erfolgreichen, planmäßigen Forschung der Küstensenkungsfrage gewiesen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

173. Die Trockenlegung des Keloetmeers. Von J. M. Taverne, De Ingenieur 1924, Nr. 41, S. 795 m. 2 Abb. Verfasser teilt kurz die Ergebnisse der geologischen Untersuchung nach dem Wassereinbruch bei den Tunnelarbeiten im April 1924 mit, wobei die Tunnelgesteine, der Hergang des Unfalles, die Beschaffenheit des eingespülten Materials, die Grenze zwischen durchlässigem und undurchlässigem Gestein, der Plan der Fortführung der Arbeiten, das Meer und der Ausbruch des Kraters erörtert werden.

174. Einige Ergebnisse über die Verdunstungsgröße freier Wasserflächen im schweizerischen Hochgebirge. Von Maurer u. Lütschg. Schweiz. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 1, S. 4 bis 15 m. 7 Abb. Schluß. Es werden in der Folge die Ergebnisse der Untersuchungen am Hopschensee, der Niederalp- und Neuhüttenseen im Gebiet der Simplonpaßhöhe mitgeteilt. Darnach hat sich ergeben, daß die Verdunstung auf den hochalpinen Seen im allgemeinen kleiner als auf den Seen am Fuße der Alpen ist.

175. Die Umbauten im Hafen von Lorient. Von A. Pawlowski, Le Génie Civil 1925, Nr. 1, S. 1—5 m. 7 Abb. Nach einem kurzen Bericht über die geschichtliche Entwicklung des Hafens von Lorient, einmal namentlich als Kriegshafen, dann aber auch als Handels- und — seit Beginn dieses Jahrhunderts — auch als wichtiger Fischereihafen, werden die Erweiterungs- und Umbauten beschrieben. Dabei handelt es sich um Kohlensilos auf der Mole und um Lagerhallen in Eisenbeton. Angaben über den Umschlagverkehr. Die Verbindung mit dem Hinterlande. Vergleich mit ausländischen Häfen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

176. Wasser- und Energiewirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein. Von Dr.-Ing. Marquardt, Stuttgart. Bautechnik 1925, Heft 5, S. 45—48 m. 7 Abb. An Hand des Berichtes über die Hauptversammlung des Rhein-Schiffahrtsverbandes e. V., Konstanz, am 22. Juni v. J. in Lindau wird eine Darstellung der zur Zeit wichtigsten wasser-, energie- und verkehrswirtschaftlichen Fragen an jenem Teil des Oberlaufes des Rheinstromes gegeben. Vortrag: „Die Bodensee-Abflußregulierung" von Ministerialdirektor Dr. Fuchs. Gesteigerte künstliche Regulierung des rheinischen Wasserhaushaltes durch den Bodensee zum Vorteil der Schiffahrt, Kraftgewinnung und Landeskultur; letztere besonders im Zusammenhang mit dem Hochwasserschutz der Bodenseegegend.

177. Die wirtschaftlichen Grundlagen für Wasserkraftunternehmungen. Von Prof. Heiser, Dresden. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 1, S. 9—14 m. 1 Abb. Verfasser gibt einen Überblick über die Voraussetzungen, die vom Standpunkte des Unternehmers an eine der Erzeugung elektrischer Arbeit dienende Wasserkraftanlage zu stellen sind; es werden die folgenden großen Hauptgruppen unterschieden: 1. Verhältnisse des Absatz- oder Wirtschaftsgebietes des Unternehmens, 2. die wasserwirtschaftlichen Fragen des Ausbaues und 3. die Bedingungen für die Hergabe von Geldmitteln; die hauptsächlichsten dieser Vorbedingungen werden untersucht unter besonderer Berücksichtigung der erfahrungsgemäß wichtigsten und andererseits am meisten unterschätzten.

178. Einige Betrachtungen über das Wasser als Energiequelle. Von Prof. G. H. van Mourik Broekmann. Antrittsvorlesung als Lehrer der Wasserbaukunde zu Delft. De Ingenieur 1924 Nr. 43. Verfasser erörtert die Möglichkeiten der Ausnutzung der Energie des fließenden Wassers und der Gezeiten, insbesondere von letzteren für die Niederlande.

179. Vergleich der mannigfachen Charakteristiken verschiedener Typen moderner Schnelläuferturbinen. Von Ing. Zuppinger, Zürich. Schweiz. Bauztg. 1925, Nr. 5, S. 55—59 m. 23 Abb. Laufradprofile und deren Abhängigkeit vom Gefälle, Schaufelzahl der Laufräder, Zellenräder und Propellerräder, alte und neue Grundlagen zur Berechnung der Schaufelungen, Wirbelungen und Korrosionen, Flügelräder, Schluckfähigkeit, Leistungsfähigkeit und Schnelläufigkeit, Wirkungsgrade in Funktion der Leistungen und der Wassermengen, Anwendungsgebiete der verschiedenen Typen, Kaplanturbinen, Wirkungsgradgarantien und Normen für Leistungsversuche, Durchbrenndrehzahl und Leistungen bei Rückstau, Zahnradübersetzung zwischen Turbine und Generator, Leiträder, Raumbedarf, Spiralgehäuse und offene Wasserkammern, Konusturbinen und deren Fortschritte, Saugrohre. Aufzählung der Vor- und Nachteile der einzelnen Konstruktionen.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

180. Ausbesserung von Abzugsstollen. Concrete 1925, Januar, S. 22—25 m. 6 Abb. Verfasser beschreibt die Verwendung von Spritzbeton bei Verstärkung eines in Ziegelmauerwerk ausgeführten alten Abzugskanals während des Betriebes.

Straßenbau.

181. Erörterungen über Betonstraßenbau. Concrete, Januar 1925, S. 1—13 m. 44 Abb. In einer Reihe von kleinen Beiträgen wird die Entwicklung des Betonstraßenbaues im Jahre 1924 in den Vereinigten Staaten von Amerika behandelt und an Hand zahlreicher Abbildungen ausgeführte Straßenbauten und deren Herstellungsweise, die mit ihnen gemachten Erfahrungen sowie die beim Bau von Betonstraßen verwandten verschiedenen Maschinen beschrieben.

182. Die Straßen in ihrem Verhalten zu den Verkehrsanforderungen. Von Dir. Baalsrud, Teknisk Ukeblad, Oslo, Nr. 48 v. 12. 12. 24, S. 440—444 u. Nr. 49 v. 16. 12. 24, S. 457—461 m. 9 Abb. Mitteilungen über die Erfahrungen in Norwegen in Straßenbau und -unterhaltung, Umstellung des vorhandenen Straßennetzes auf die neuzeitlichen Verkehrsanforderungen unter Berücksichtigung der klimatischen Eigenarten des Landes.

Eisenbahnbau und -betrieb.

183. Zeichnerische Ermittelung des Fahrtverlaufs, der Fahrzeit, der Erwärmung und des Verbrauchs für Dampf- und Elektrolokomotiven. Von Oberbaurat Dr. techn. F. Nußbaum, Wien. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 1, S. 1—6, m. 14 Abb. Anleitung zwecks praktischer Erfassung und wirtschaftlicher Ausnutzung der Lokomotiveigenschaften. Bezeichnungen und Beziehungen für Dampf- und Elektrolokomotiven gemeinsam und für Dampflokomotiven allein. Geschwindigkeitshöhenlinie, Weg-Zeitlinie, Weg-Brennstoffverbrauchslinie der Dampflokomotive, Weg Übertemperaturlinien der Elektrolokomotive, deren Weg Arbeitsverbrauchslinie.

184. Beitrag zur Untersuchung der Wirtschaftlichkeit luftgebremster Spitzengruppen bei Nahgüterzügen. Von Reg.-Baurat May, Dresden. Verkehrst. Woche 1925, Heft 5, S. 49—52 m. 5 Abb. Es wird erörtert, ob die durch Einführung der Kunze-Knorr-Bremsen und der Luftleitungen veranlaßte Luftspitzenbildung für den untersuchten Zug wirtschaftlich ist, welche Stärke die Luftspitze mindestens haben muß bzw. wieviel Wagen für die Endstation regelmäßig aufkommen müssen, wenn die Luftspitzenbildung grundsätzlich angeordnet werden soll, und wie groß die Luftspitze höchstens sein darf, damit nicht durch ihre Mitbewegung Aufwendungen entstehen, die durch Ersparnis an Personal nicht gedeckt sind. Ermittlung der Mehrkosten infolge Mitbewegung der Spitzengruppen beim Verschubgeschäft; Gegenüberstellung der Ersparnisse und Mehrkosten.

185. Gleisumbau auf gewalzter statt gestampfter oder unterkrampter neuer Schotterbettung. Von Oberreg.-Baurat a. D. Wöhrl, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1925, Heft 2, S. 33—35 m. 3 Abb. Beschreibung der von der Gruppenverwaltung Bayern angeordneten Versuchsstrecken und der an ihnen gemachten Beobachtungen mit gewalzter Bettung des Holzoberbaues. Verwendet wurde eine Dampfwalze mit 8 t Betriebsgewicht. Schwierige Auswahl der angelieferten Schwellen mit Rücksicht auf ihre verschiedene Stärke. Gute Betriebsergebnisse. Vergleichsbeobachtungen mit einer entsprechenden aber mit der Hacke gestopften Anschlußstrecke zugunsten der ersteren.

186. Gleisbau mit gestampfter Bettung. Von Min.-Rat Hundsdorfer, München. Org f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 1, S. 11—13 m. 3 Abb. mit einem Arbeitszeitplan für eine Gleiserneuerung auf gestampfter Unterlage. Mitteilungen von Versuchsergebnissen und der Ausführung der nach einem Stampfverfahren hergestellten Bettung. Dem Verfahren liegt die Überlegung zurunde, laß die Verfestigung der Bettung mit viel weniger Mühe erreicht wird, wenn die Bettung unmittelbar von oben nach unten zusammengepreßt wird.

187. Die selbsttätige Streckenblockung. Von Rgsbmstr. a. D. Becker. Dtsch. Bauwesen 1925, Nr. 3, S. 20—22 mit 6 Abb. Es wird die auf der Eisenbahntechnischen Ausstellung vorgeführte selbsttätige Streckenblockung näher behandelt. Es handelt sich um ein bereits im Dezember auf der Nord-Südbahn in Betrieb genommenes elektrisches Stellwerk, dessen Betriebsweise erläutert wird.

188. Zur Entwicklungsgeschichte des Stellwerkbaues. Von Regs.-Baurat van Biema, Halle, Saale. Bautechnik 1925, Heft 5, S. 48—51 mit 8 Abb. Schluß a. Heft 32, Jahrg. 1924. Von den äußeren Stellwerkteilen werden beschrieben die Drahtzugspannwerke, Weichen-Spitzenverschlüsse, Weichenantriebe und Weichenriegel, Fühlschienen, Gleisschutzvorrichtungen und Schranken.

189. Über Brennstaub. Von Regsbaurat Dr. Landsberg. Ztg. d. V. Dtsch. Eisenbahnverwaltungen 1925, Nr. 5, S. 117—120. Es werden die verschiedenartigen Einflüsse gezeigt, die den wirtschaftlichen Gebrauchswert der Brennstoffe bestimmen. Die Staubfeuerung ist dazu berufen, geringeren Brennstoffsorten einen größeren und günstigeren Absatz und einen erweiterten Verbrauchsbezirk zu erschließen. Für die Eisenbahnen ist hierbei der Einfluß der Tarifpolitik von Bedeutung. Änderung der Verkehrsbeziehungen.

190. Die Personenwagen auf der Eisenbahntechnischen Ausstellung in Seddin. Von Regsbaurat a. D. Speer. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 2, S. 19—33 mit 20 Abb. u. 2 Tafeln. Übersicht über die wesentlichen Abmessungen sowie besondere Merkmale der auf der Eisenbahntechnischen Ausstellung in Seddin ausgestellten Personenwagen. Aufbau des Wagenkastens der eisernen Bauart der Deutschen Reichsbahn. Der Einheitsschlafwagen 1./2. sowie 3. Klasse der Deutschen Reichsbahn. Einheits-D-Zugwagen, Personenwagen, Kleinbahnwagen, Drehgestelle amerikanischer Bauart, sowie solche mit veränderlicher Abfederung, Neuerungen der Ausstattung.

191. Die Dampf-, Öl- und Druckluftlokomotiven auf der Eisenbahntechnischen Ausstellung in Seddin. Von Oberregsbaurat Wagner, Berlin. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 1, S. 6—11 mit 6 Abb. Zusammenstellung und Beschreibung einschließlich Angabe der hauptsächlichsten Maßzahlen der in Seddin ausgestellten Schnell- und Personenzuglokomotiven. Besondere Würdigung der 2 C 1-Turboheißdampf-Kondensations-Lokomotive.

192. Verkürzung der Verbindung Gotenburg—Oslo (Kristiania). Von Dr. Dr. Paszkowski, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 5, S. 130—132 mit 2 Abb. Das genannte Projekt soll der engeren Verbindung des schwedischen und norwegischen Bahnnetzes dienen, wodurch eine erhebliche Verbesserung und Verkürzung der Verbindung Gotenburg—Oslo und gleichzeitig der Verbindung Norwegens mit dem Auslande erzielt wurde. Von drei verschiedenen Linienführungen wird die über den Swinesund führende Trasse als für den Durchgangsverkehr wünschenswertestes Projekt genannt.

193. Die dänischen Staatsbahnen im Betriebsjahre 1923—24. Von Dr. Saller. Verkehrstechnik 1925, Heft 5, S. 58—59. Auf Grund des amtlichen dänischen Berichtes wird die Entwicklung der dänischen Staatsbahnen im Betriebsjahre 1923—24 bekanntgegeben.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

194. Beton und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Von Geheimrat Otzen, Hannover. Zement 1925, Nr. 4, S. 63—66, Betontechnischer Teil. Allgemeines über Anwendung des Beton- und Eisenbetonbaues, besonders im Gebiet des Eisenbahnwesens. Verwendungsgebiete der einzelnen Baustoffe — Holz, Eisen, Mauerwerk, Beton, Eisenbeton. — Allgemeine Vorzüge der Beton- und Eisenbetonbauweise. Die an die Bauwerke im allgemeinen zu stellenden Anforderungen unter besonderer Berücksichtigung der dynamischen Wirkungen des Zugverkehrs, der starken, dauernden Abnutzung sowie der starken Stoßwirkungen. Nachteile der Beton- und Eisenbetonbauweise und Gegenmittel.

195. Aus Eisenbeton hergestellte offene Badebecken und abgeteilte Schwimm-Lehrbecken mit freiem Durchgang nebst Gebäuden und Sportplätzen für ein neues Flußbad zu Cassel. Von Rgsbmstr. Kropf, Cassel. Gesundheits-Ing. 1925, Heft 5, S. 52—56 mit 3 Abb. Beschreibung einer massiven Badeanlage mit festen, dem Wasser stetig freien Durchgang bietenden und gegen Eisgang gut widerstandsfähigen Konstruktionen in Eisenbeton. Verwendung von Eisenbetonpfählen zur Aufnahme der Laufstege bzw. des Plattenbalkenüberbaues.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

196. Zwischenschaltung von Querschnittswerten bei Winkeleisenprofilen. Von Rgsbaurat Dr.-Ing. Uhlich, Riesa. Im Gegensatz zu den heute eingeführten Walzprofilen, bei deren Verwendung bzw. Berechnung Tabellen für die erforderlichen Querschnittswerte (Fläche, Schwerpunktabstände, Trägheitsmomente usw.) zur Verfügung stehen, fehlt es bei älteren Eisenkonstruktionen an diesen für Nachrechnungen (Brücken) erforderlichen Unterlagen. Verfasser gibt im Zusammenhang mit dem sog. „Rechteckverfahren" ein Annäherungsverfahren der Zwischenschaltung des gesuchten Profils zwischen bekannte Profile benachbarter Abmessungen bekannt. Bei diesem Verfahren werden zwei Fälle unterschieden: Einfügen des Profils zwischen Nachbarprofile, die zwar die gleiche Schenkellänge, aber andere Schenkelstärken haben, und ferner Einfügen bei gleichen Schenkelstärken und unterschiedlichen Schenkellängen. Für beide Fälle wird das Verfahren erläutert.

Holzbau.

197. Festigkeitsuntersuchungen an einigen Holzverbindungen. Von Crelin, Le Génie Civil 1925, Nr. 1, S. 9—12, Nr. 2, S. 35—38 mit 25 Abb. Verfasser teilt die Ergebnisse einzelner Festigkeitsuntersuchungen an einer Stabverbindung unter Verwendung verschiedener Verbindungskonstruktionen mit. In der Folge werden behandelt der einfache, schwalbenschwanzförmige Holzdübel, Bolzen, Nägel, die gezähnte Stoßplatte, gußeiserne sowie hölzerne kegelförmige Dübel, Ringdübel, System Tuchscherer.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

198. Automobil und Bebauungsplan. Von Stadtoberbaurat Arntz, Köln. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 9, Stadt u. Siedlung Nr. 3, S. 17—20 mit 6 Abb. Zwecks voller Auswirkung der dem Straßenkraftfahrzeug eigenen verkehrstechnischen und wirtschaftlichen Eigenschaften muß das Straßensystem in deren Berücksichtigung in gleichem Maße Betriebssicherheit, Betriebsleichtigkeit und Betriebswirtschaftlichkeit gewährleisten. Diese Gesichtspunkte führen letzten Endes zu der Straße mit „bahnmäßigem" Charakter.

199. Erfahrungen mit dem Betrieb von Schnellfiltern für die Vorfiltration von Oberflächenwasser. Von Dir. Lichtheim, Altona. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 4, S. 49; dazu Heft 5, S. 73—75 mit 1 Abb. Die Wiedergabe der an den oben genannten Vortrag anschließenden Erörterungen. Es werden die Erfahrungen mit Chlorzusatz zum Elbewasser in Hamburg behandelt (Baurat Kelting). Verminderung der Filterreinigungen als Folge der Chlorwirkung. Chlorzusatz nach dem von Bendizin festgestellten Chlorbindungsvermögen des Wassers. Ausdehnung der Versuche auf die Bleichwirkung des Chlors. Allgemeine Angaben der Kosten der Chlorbehandlung.

200. Trinkwasser und Abwasser im Ruhrtal. Von Dr. Ing. Imhoff, Essen. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 1, S. 14 bis 16 mit 4 Abb. Es werden eingangs die Ab- und Trinkwasser einzelner Flußgebiete im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet ganz allgemein erörtert, dabei die den einzelnen Flüssen (Emscher, Wupper, Lippe und Ruhr) eigenen Verhältnisse und Eigenschaften behandelt. In der Folge werden die Wasserwirtschaftsverhältnisse bzw. -pläne im Zusammenhang mit den Organisationen des Ruhrtalsperrenvereins und des Ruhrverbandes und deren erfolgreiches Wirken besprochen.

201. Beitrag zur Berechnung von Faulräumen. Mittlg. a. d. Emschergenossenschaft. Von Obering. Blunk, Essen. Gesundh.-Ing. 1925, Heft 4, S. 37—45 mit 20 Abb. Verhalten des Schlammes in den im Emschergebiet zuerst in Form von zweistöckigen Absitzbecken ausgeführten tiefen Faulräumen. Ergebnisse jahrelanger Beobachtungen und Messungen zur Erforschung der für die Schlammzersetzung bzw. für die Berechnung von Faulräumen maßgebenden Faktoren. Einfluß der Wärme auf die Zersetzung des Schlammes, gemessen an der bei der Zersetzung der organischen Substanz entstehenden Gasmenge Zusammensetzung und Wassergehalt des Frischschlammes, der für die Bemessung der Größenverhältnisse eines Schlammfaulraumes von sehr großer Bedeutung ist. Die bei der Zersetzung der organischen Substanz entstehende Gasmenge. Untersuchung eines Schlammraumes der Kläranlagen Essen-Nordwest und Bochum.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

202. Der Einfluß der zeitlichen Verschiebung der Arbeitszeiten auf den Straßenbahnverkehr. Von Baurat Dr. Ing. Dr. Späth, Stuttgart. Verkehrstechnik 1925, Heft 5, S. 53 bis 54. Die Maßnahmen, die in Stuttgart zur besseren Abwicklung des Stoßverkehrs der Straßenbahn durch planmäßige Regelung der Arbeitszeiten in öffentlichen und privaten Betrieben getroffen wurden, werden beschrieben.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

203. Sicherungsgrundlagen der Wohnungs- und Bauwirtschaft. Von Prof. Dr.-Ing. Weiß, Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 10, Bauwirtschafts- u. Baurechtsfragen, S. 78—79. Schluß a. Nr. 8. Als Ergebnis wird mitgeteilt, daß die Wohnungsneuerstellung und der Wohnungsbesitz für absehbare Zeit nur auf völlig klaren, jederzeit nachprüfungsmöglichen, hinsichtlich des Ertrages und auch hinsichtlich der Sicherheit der Kapitalsanlage auf einwandfreien Unterlagen denkbar ist, daß ferner der vorhandene Mietzinshausbesitz für Beleihungen, Geldhergaben für Substanzverbesserungen usw. eine volle Sicherheit gewährleisten wird, daß bei Erbauung kleinerer Gebäude der genau errechenbare Wertzuwachs infolge späterer stärkerer Bebauung als vermehrte Sicherheit berücksichtigt werden muß, und schließlich, daß bei unserer augenblicklichen Gesamtwirtschaft für Mietskasernen keine haltbare Ertragsberechnung möglich ist.

Bauunfälle.

204. Die Verkehrsunfälle in Groß-Berlin im Jahre 1924. Von Polizeirat Wendel, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 5, S. 54—55. Tabellarische Zusammenstellung der gesamten Unfälle. Das Verhältnis der Zahl der Unfälle zur Zahl der Kraftfahrzeuge. Schuld an den Unfällen. Anteil der einzelnen Arten der Kraftfahrzeuge an den Unfällen.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

205. Grundsätze bei der Verleihung nach dem Preußischen Wassergesetz. Von Wirkl. Geh. Oberregsrat Kisker. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 1, S. 1—4. Die schiffbaren Ströme sind Privateigentum des Staates im Sinne des BGB. Für die Reichswasserstraßen, die neben ihrer Stellung als Verkehrsvermittler in hohem Maße als Vorfluter eine Rolle spielen, besteht hinsichtlich der Behördeneinrichtung sowie der schiedlich-friedlichen Abgrenzung der sachlichen Zuständigkeit noch keine Einigung zwischen Reich und den Ländern. Das preußische Verleihungsverfahren — die Voraussetzungen für die Zulassung des Verleihungsantrages, der öffentlich-rechtliche Akt der Verleihung, die veränderte Zuständigkeit für Beschwerden nach Beschluß des Bezirksausschusses, soweit nicht — bei Entschädigungsfragen — der Rechtsweg beschritten wird.

206. Zwei wichtige Fragen des Augenblicks. Von Justizrat Mardersteig, Weimar. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 1, S. 4—9. In Beantwortung der Fragen: Hat das Reich das Recht, Wasserkräfte oder deren Nutzung als selbständigen Vermögenswert zur Vermögenssteuer heranzuziehen? und Wenn nicht, welchen steuerlichen Einfluß übt dies Nutzungsrecht etwa sonst aus? behandelt Verfasser den Wasserkraftbegriff, wobei er sich gegen die verschiedenartige Veranlagung zur Vermögenssteuer gegenüber Dampf- und Windkraftbetrieben wendet, ferner die einschlagenden Vorschriften des Vermögenssteuergesetzes im allgemeinen, im Zusammenhang damit die Wassernutzungsrechte im allgemeinen (mit Sonderbezug auf Thüringen). Wasserwirtschaft und Wasserrechtsnutzung eine Erscheinungsform von Grundstücksbewirtschaftung. Zum Schluß wird dem Gedanken der „Bewertung der Wasserkraft für sich" widersprochen.

207. Seehafentarifpolitik im In- und Ausland. Von Dr. H. Botsch, Hamburg. Ztg. d. V. Dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 4, S. 89—94. Nachdem Verfasser eingangs auf die im Auslande mißfällig beurteilte gemein- und volkswirtschaftliche Einstellung der Bahnen und in diesem Zusammenhang auf die Ausfuhrtarife eingeht, die vermöge ihrer Auswirkung auf die industrielle Wettbewerbsfähigkeit des einzelnen Landes auf dem Weltmarkt jener Kritik besonders unterliegen, weist er nach, daß die Bestrebungen allenthalben dieselben sind, nur in verschiedener gesetzlicher Form ihren Ausdruck gefunden haben und in einer ungleich offiziellen und greifbaren Tarifbildung praktisch wurden. In diesem Sinne werden die Verhältnisse in den Vereinigten Staaten von Amerika, Frankreich und Belgien, Holland, die Tschechoslowakei, Österreich, Ungarn, Italien, Südslawien und Polen erörtert. Besprechung der deutschen Seehafen-Tarifpolitik.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

208. V.D.A.I. — B.D.A. Von Oberregsbaurat Schenk. Dtsch. Bauwesen 1925, Nr. 3, S. 19—20. Anläßlich des Wiedererscheinens der Zeitschrift des Verbandes Deutscher Architekten und Ingenieurvereine E.V. nimmt Verfasser Gelegenheit, auf das Verhältnis der beiden großen Deutschen Architekten-Verbände zueinander einzugehen.

STELLENÜBERSICHT.

Bauingenieur zum sof. Eintritt zur selbst. Leitung eines Eisenbeton-Bauunternehmens im Saargebiet gesucht. Reflektiert wird nur auf eine erste Kraft m. gut. Verbindungen, Erfahrungen im Eisenbeton und längerer Baupraxis, Kenntnis der französischen Sprache erwünscht. Angeb. m. Bild, Lebenslauf, Zeugnisabschriften u. Angabe der Gehaltsansprüche u. Nr. 38 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104 (11. II. 25).

Eisenbeton-Ingenieur, älterer, erfahrener, durchaus selbst. arbeitender Herr, zum 1. April evtl. früher von älterem Eisenbetonunternehmen gesucht. Angeb. u. W. 72 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104 (11. II. 25).

Ober-Ingenieur f. d. Leitung unserer Abteilung Eisenbetonbau gesucht. Bewerber muß theoretisch u. praktisch durchaus erfahren sein, über eine längere Baupraxis verfügen und im Submissionswesen bewandert sein. Ausführl. Bewerbg. m. Lebensl., Zeugnisabschr., Referenz. u. Eintrittstermin u. E. 30 a. d. Deutsche Bauzeitung (11. II. 25).

Eisenbeton-Techniker, sicherer Statiker auch für Berechnungen statisch unbestimmter Systeme, speziell f. Industriebauten der Zechen- u. Hüttenwerke, erfahren in der Kalkulation u. Abrechnung, m. nachweisl. mehrjähr. Tätigkeit bei gut. Eisenbetonfirm., v. groß. Bau-A.-G. für d. Rhein-Ruhr-Bezirk gesucht. Als Wohnsitz käme evtl. Dortmund in Frage. Angeb. m. Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Gehaltsanspr., sowie Ang. der Eintrittsmöglichkeit u. Dd. 2269 an Ala Haasenstein u. Vogler, Dortmund, Brückstr. 12/14.

Tüchtiger Statiker u. selbst. Konstrukteur zum baldigen Antritt ges. Erste Kraft, reiche Erfahrungen im Holzbau gefordert. Ausführl. Bewerbungen m. Lebensl., Lichtbild, Gehaltsanspr. u. Angaben d. frühest. Antrittsterm. erb. a. d. Deutsche Holzbau-Werke Carl Tuchscherer A.-G. Ohlau, Schles. Dtsch. Bztg. 11. II. 25.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

209. Verwendung von Natriumsilikat zum Härten und Dichten von Beton. Concrete vom September 1924, S. 97. Härtende und dichtende Wirkung des Natriumsilikats durch Ausfüllen der Poren des Betons und chemische Umsetzung mit dem freien Kalk des Zements. Bester Erfolg nicht mit dem handelsüblichen Wasserglas, sondern mit einer Natrium-Silicium-Verbindung 1:3,3, verdünnt mit 4 bis 5 Raumteilen Wasser, auf staubfreien und trockenen Beton aufgebracht und zweimal nach je 24 Stunden wiederholt. 100 kg Natriumsilikat reichen für die vollständige Tränkung von 280 m².

210. Ausblühungen auf Beton. Concrete vom September 1924, S. 86/87. Entstehung durch Auslaugen der löslichen Calcium- und Magnesiumsalze im Zement und Umwandlung durch die Kohlensäure der Luft in unlösliche Carbonate. Verhütung durch Gemenge größter Dichtigkeit, gleichmäßiger Zusammensetzung mit dem Mindestmaß von Wasser, gleichmäßiges Stampfen oder Pressen und Erhärten bei mäßiger Temperatur mit Feuchthalten ohne Wasserüberschuß. Beseitigung durch wiederholtes Abwaschen mit Salzsäure (Handelsware), auf 1:4 bis 1:10 verdünnt.

211. Beton in Seewasser. Auszug aus einem Bericht von A. G. Tapley, Ing.-Ass. im Min. d. öff. Arb. in Canada. Concrete, Dez. 1924, S. 226—227. Ergebnisse der Versuche mit Röhren und Probezylindern aus Beton verschiedener Festigkeit und mit verschiedenen Beimengungen.

212. Einfluß zementreicheren Betons auf Preis und Stärke runder Eisenbetonsäulen. Von J. T. Thompson, Professor an der John-Hopkins-Universität in Baltimore. Concrete vom Nov. 1924, S. 180/181 mit 4 Diagr. Beton 1:1:2 statt 1:2:4 vermindert bei runden Eisenbetonsäulen für 225 000 kg Belastung die Baustoffkosten um durchschnittlich 19 vH und den Querschnitt um durchschnittlich 34 vH, womit eine entsprechende Vergrößerung der bei teurem Bauland besonders wertvollen Bodenfläche eintritt. Diagramme für Belastungen von 45 000 bis 450 000 kg und 1 vH und 4 vH Stahlbewehrung, je mit Ring- oder Spiralquerbewehrung. Anwachsen der Kosten gleichmäßig, des Durchmessers weniger zunehmend mit der Belastung. Ersparnisse bei Spiralbewehrung größer als bei Ringbewehrung.

Baumaschinen und Förderanlagen.

213. Gesamtbetonmischanlagen. Von Georges S. Rigsby und George F. Schrattle in Cleveland. Concrete, Dez. 1924, S. 229. Verbilligung und Verbesserung des Betons in bezug auf Festigkeit und Gleichförmigkeit durch Aufbereitung an einer Hauptmischanlage und Verfrachtung nach den Baustellen insbesondere gegenüber Mischen mit Handarbeit auf den einzelnen Baustellen. Durch das Fahren kein Entmischen des Betons bei richtigem Wasserzusatz und keine Abminderung der Festigkeit innerhalb einer Stunde.

214. Transportmittel und Transportwege der Rohstoffe des Ruhrorter Hochofenwerkes der Phoenix-Akt.-Ges. Von Betriebsdir. Leiber, Duisburg-Ruhrort. Stahl u. Eisen 1925 Nr. 6, S. 182—189 m. 11 Abb. Mittlg. a. d. Maschinenausschuß d. V. Deutscher Eisenhüttenleute. Alter Zustand der Anlage. Grundsätze für Neueinrichtung: Verbilligung der Rohstoffbeförderung durch möglichste Ausschaltung der Handarbeit und weitgehende Unabhängigkeit der Einzelteile. Zwischenlager.

215. Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen. Von Geheimrat Buhle, Dresden. Bautechnik 1925, Heft 7, S. 70—74 m. 13 Abb., Schluß a. Heft 4. Von der Anlage des Kornspeichers werden weiterhin behandelt: die zur Abgabe losen Getreides vom Boden in Schiffe zur Verfügung stehenden Fördereinrichtungen, die sogen. Lutherschen Verteiler, die Fallrohranlage und Entstaubungsanlage. Anschließend werden Zoll- und Warenspeicher sowie Lagerhallen und zuletzt die Förder- und Lageranlagen für Kohlen einer näheren Besprechung unterzogen.

Statik und Festigkeitslehre.

216. Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems. Von Dr.-Ing. Böhnig, Braunschweig. Bautechnik 1925, Heft 6, S. 63—66 m. 20 Abb. Es werden die Gleichungen der Einflußlinien für einige höher statisch unbestimmte Tragwerke abgeleitet, wobei sich zeigt, daß sich die Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleichweite Öffnungen und mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems einfach gestaltet. Es werden dabei die Auflagerdrucke als statisch unbestimmte Größen in Rechnung gestellt.

217. Der Spannungszustand gewölbter Böden. Von Obering. Höhn, Zürich. V. D. I. 1925, Nr. 6, S. 155—158 m. 9 Abb. Feststellung bleibender Formänderungen und elastischer Dehnungen. Durch verschiedene voneinander unabhängige Versuche wird die zweckmäßigste Bodenform bestimmt. Von dem durch Messung ermittelten Spannungszustand an der Außenseite ausgehend, wird auf den Spannungszustand an der Innenseite geschlossen.

218. Die Sicherheit der Drahtseile. Von Ing. Dr. Hanker, Wien. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-Vereins 1925, Heft 5/6, S. 38—43 m. 6 Abb. Es wird versucht, die bisher völlig auseinander gehenden Urteile über die Höhe der zulässigen Beanspruchungen eines Drahtseiles durch folgerichtig aufgebaute Schlüsse bei Vermeidung langer mathematischer Ableitungen zu beleuchten und den Gegenstand soweit zu klären, als der derzeitige Stand der Forschungen auf diesem Gebiete es gestattet.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

d) Eiserne Brücken.

219. Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm. Von Dr.-Ing. ehr. Schaper. Bautechnik 1925, Heft 6, S. 59—63 m. 11 Abb. Fortsetzg. aus Heft 55/1924. Beschreibung der einfachen Balken- sowie der Gerberträger, die bei den kleinen festen Überbauten Anwendung gefunden haben.

220. Verschiebung der Brigittabrücke in Wien. Von Ing. Wuczkowski. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1925. Heft 5/6, S. 33—36 m. 9 Abb. Es wird die Verschiebung der 720 t schweren alten Brigittabrücke, an deren Stelle das neue Bauwerk errichtet werden soll, um 20 m stromaufwärts, näher beschrieben. Durchlaufende Verschubbahnen auf einem dreireihigen Pfahlrost in der Achse der theoretischen Lagerpunkte. Maßnahmen zur Verhütung von Senkungen. Verwendung von Glyzerinölpressen. Voruntersuchungen an den zur Verwendung gelangten Verschubbahnmaterialien. Belastungsangaben. Eigentliche Durchführung der Verschiebung.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

221. Anwendung von transportierbaren Eisenbetoncaissons beim Bau des festen Wehres für das Wolchowkraftwerk. Von Dr.-Ing. Laupmann, Leningrad. Beton u. Eisen 1925, Heft 3, S. 29—34 m. 14 Abb. Bemerkenswerte Anwendung des Eisenbetons bei Ausführung eines festen Überfallwehres von 210 m Länge. Grundzüge des Bauverfahrens. Hauptabmessungen der Caissons, deren Konstruktion — Caissonkammer, Pontonwände, Stützenkonstruktion der Schützen, Aufhängekonstruktion — sowie die statische Berechnung. Gesamtfestigkeit beim Absetzen der Caissons.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

222. Über eine elektrische Pegelfernübertragung. Von Ober-Rgsbaurat Seifert, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 5, S. 51—52 m. 3 Abb. Die beschriebene Pegelfernübertragung ist in Hamburg für den Gezeitendienst der Deutschen Seewarte eingerichtet worden. Dabei wurden Erfahrungen verwertet, die das Marineobservatorium und das Strombauressort der Werft in Wilhelmshaven mit einer Fernübertragung vom Pegel in Wangeroog gemacht haben.

223. Herleitung hydraulischer Gesetze aus den Eigenschaften loser Haufwerke. Von Dr.-Ing. J. Schultze, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 7, S. 76—78 m. 8 Abb. An einigen Beispielen wird gezeigt, daß die Erklärung vieler hydraulischer Erscheinungen — Druckabfall in Röhren, Wasserdurchlässigkeit, Auftrieb, Zustandsänderung bei strahlenförmiger Wasserbewegung — an Einfachheit und Übersichtlichkeit gewinnt, wenn man das Wasser als loses Haufwerk seiner unendlich kleinen Moleküle ansieht, dessen Reibungszahl zwar einen sehr kleinen, aber doch von Null grundsätzlich verschiedenen Wert hat.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

224. Entwurf zu einem Freihafen in Lübeck. Von Wasserbaudirekt. Leichtweiß, Lübeck. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 11. Konstruktion u. Bauausführung Nr. 3, S. 18—20 m. 1 Lageplan. Ausbau des in den Vorwerker Wiesen neu angelegten Hafenbeckens für Freihafenzwecke. Lage der Kais und Industrieansiedlung. Gleisanschluß und Hafenbahnhof. Kaianlagen und Hafenausrüstungen.

225. Die Gemeindeverwaltung von Vlissingen über die Verbesserung des Vlissingschen Außenhafens. De Ingenieur 1924, Nr. 38, S. 732. Auszug aus einer Broschüre, die enthält: 1. Chronologische Übersicht, 2. Vorlage des Waterstaats 1924 in der zweiten Kammer, 3. Weigerung des Ministers des Waterstaats, einen Reichswasserstraßenplan auszustellen auf der Niederländische Jaarbeuw, 4. Waterstaatsvorlage in der ersten Kammer 1924, 5. Denkschrift über die Vorteile eines verbesserten Außenhafens in Vlissingen. Die in Ausführung begriffenen und nach dem Gesetz von 1919 geplanten Verbesserungen werden an Hand einer Planskizze und von zwei Abbildungen aus der Vogelschau dargestellt und die Vorteile nach der Denkschrift besprochen.

226. Die Überschüsse, die von Abschluß und Trockenlegung der Zuidersee zu erwarten sind. Von Ing. J. F. Ligtenberg. Vortrag mit Aussprache in der Abteilung für technische Ökonomie. De Ingenieur 1925, Nr. 4, S. 69—78. Der Bericht der zur Untersuchung dieser Fragen durch den Minister des Wasserbauwesens eingesetzten Kommission Lovink stellt die Vorteile zusammen, die von der Abschließung der Zuidersee zu erwarten sind. Sie werden von dem Vortragenden besprochen und in der Aussprache eingehend erörtert.

227. Der Bau der neuen Schiffsschleuse zu Ijmuiden. Von Rittel. Bautechnik 1925, Heft 6, S. 57—59 m. 8 Abb. Wiedergabe des Berichtes über die der Bauausführung vorangegangenen Versuche, deren Ergebnisse abgeschlossen vorliegen. Es handelt sich dabei um 1. die Erwägung über die Beibehaltung der vorgesehenen Abmessungen, 2. die Erwägung über die Notwendigkeit von vier Torkammern, 3. Untersuchung über die Notwendigkeit von Vorkehrungen für die Trockenlegung der Schleusenhäupter, 4. über die Möglichkeit einer Bauausführung im Trocknen, 5. über die technische Ausführbarkeit einer Bauausführung im Nassen, 6. von Ersparnismöglichkeiten beim Bau der Schleusenkammermauern, 7. Studium der Frage des Zementes im Seewasser, 8. der Zulässigkeit einer Verwendung von Dünensand für Beton.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

228. Beitrag zur Abfuhrberechnung von Streichwehren. Von Ing. Herz, Bandoeng, Java. Wasserkraft 1925, Nr. 3, S. 41—43 m. 1 Abb. Die Berechnung wird durchgeführt für das gerade Streichwehr, wobei ferner die Gestalt der Wasserspiegellinie im Wehrbereiche als gegeben angenommen wird. Nach einleitender Aufzählung der einschlägigen Literatur folgt die stückweise Berechnung des geraden Streichwehres.

229. Die Leistungsfähigkeit der Gothaer Talsperre. Von Dr.-Ing. Schubert, Gotha. Gas- und Wasserfach 1925, Heft 7, S. 105—107 m. 1 Abb. Es werden die Maßnahmen besprochen, die der Behebung des seit Jahren in der Stadt Gotha sich bemerkbar machenden Wassermangels dienen sollen. Wiedergabe und Erörterung von Wasserwirtschaftsplänen, aus denen sich ergibt, daß die Talsperre nicht mehr den Anforderungen genügt.

230. Vom Wäggitalkraftwerk. Von Dir. E. Feil, München. Wasserkraft 1925, Nr. 3, S. 35—37 m. 4 Abb. Einige Besonderheiten in Projektierung und Bauausführung. Baugrunduntersuchungen, Installationsbauten und deren Anlage zueinander. Gußbetonbauweise. Angaben aus der Bauausführung.

231. Vergleich der mannigfachen Charakteristiken verschiedener Typen moderner Schnelläuferturbinen. Von Ing. Zuppinger, Zürich. Schweiz. Bauztg. 1925, Nr. 6, S. 73—75 m. 6 Abb. Schluß v. S. 59. Leiträder und Wasserzuführung. Leitradschaufeln mit durchgehenden Drehbolzen, mit angegossenen Drehzapfen. Das gerade, konische Saugrohr; das nach dem Gesetz $r^2 z = \text{const.}$ geformte Rohr und die Saugrohrkrümmer.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

232. Der Einfluß der Überlagerungshöhe auf die Bemessung des Mauerwerks tiefliegender Tunnel. Von Andreae. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 6, S. 71—73 m. 3 Abb. Die Ausführungen beziehen sich auf die Arbeit von Maillart, deren Endergebnis noch einmal besprochen wird; es ergibt sich, daß bei Überlagerungen von 2500 m und mehr die wirtschaftliche Ausführbarkeit von Durchstichen fraglich wird.

Straßenbau.

233. Über die Bestanddauer verschiedener Straßenpflasterungen in Wien. Von Ing. W. Voigt. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-Vereins 1925, Heft 5/6, S. 36—38 m. 1 Abb. Von den in Wien zur Verwendung gelangten Straßenpflastermaterialien: Granit, Asphalt und Holz wird besonders letzteres mit Rücksicht auf Österreichs reichen Holzvorrat, in Zusammenhang mit seiner passiven Handelsbilanz, für Straßenpflasterungen bevorzugt. Die mit Holzstöckelpflaster in Wien bisher gemachten Erfahrungen sind fast durchweg günstig.

234. Betonstraßen in Amerika. Von Baurat Dr.-Ing. Riepert, Charlottenburg. Zement 1925, Nr. 6, S. 111—114 m. 7 Abb., I. Teil. Die Ausführungen stellen im wesentlichen einen Reisebericht dar, in dessen Folge Verfasser das jetzige Aussehen der vor rund 30 Jahren erbauten ersten Betonstraße, deren Herstellung, die veränderten Verkehrsverhältnisse in Zusammenhang mit der veränderten Abnutzung, die Berücksichtigung der hohen Temperaturunterschiede, die Vor- und Nachteile der Betonstraße sowie den jetzigen Stand der Herstellungsweise näher behandelt.

235. Die Fundierung von Asphaltwegen. Von Ing. W. Kooper m. 5 Abb. De Ingenieur 1925, S. 99—100. Verf. gibt Erfahrungen mit dem Verhalten gewalzter Fundierung von Asphaltwegen gegen aufsteigende Bodenfeuchtigkeit.

Eisenbahnbau und -betrieb.

236. Zur Dynamik der Gleisfahrzeuge. Von F. Meineke. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 3, S. 49—53 m. 8 Abb. Es wird versucht, auf elementarem Wege zu einer praktisch brauchbaren Lösung dynamischer Fragen wie das Schlingern und die Federung der Wagen zu kommen. Bevor das Schlingern behandelt wird, geht Verfasser auf den wirksamen Anteil der Gesamtmasse des Fahrzeuges bei einem Spurkranzstoß ein. Es folgen Betrachtungen über die Federung und den Kampf mit der Wirkung der Schienenriffeln.

237. Berechnung der Laufzeitlinien. Von Reichsbahnrat Pösentrup, Münster i. W. Verkehrstechn. Woche 1925, Heft 6, S. 67—68 m. 1 Abb. Es wird auf die Notwendigkeit hingewiesen, die Laufwiderstände genau zu berechnen, da nur die für gleiche Wagen und unter gleichen Voraussetzungen durchgeführten genauen Berechnungen einen sicheren Anhalt für die Wirkung der Änderung der Höhe und Steigung der Steilrampe und ihrer Gefällausrundungen sowie für den Lage- und Höhenplan der Verteilungsgleise geben.

238. Einstellbares und gegen Verschiebung gesichertes Verschlußstück am Weichenhakenschloß. Von Regs.-Baurat Hammann. Zeitschr. f. d. ges. Eisenbahn-Sicherungswesen (Das Stellwerk) 1925, Nr. 2, S. 9—12 m. 10 Abb. Bezugnehmend auf § 17 (16) der Vorschriften für den Stellwerkdienst der Preußisch-Hessischen Staatseisenbahnen wird eine Vorrichtung beschrieben, die ein sicheres Schließen der Weichenzungen in jeder Endstellung gewährleistet.

239. Zur Kritik der Gleisbremsen. Von Regs.-Baumstr. a. D. Wenzel, Hamborn a. Rh. Verkehrst. Woche 1925, Heft 6, S. 68—70 m. 3 Abb. Es werden die druckluftgebremste Gleisbremse und die Gleisbremse „Thyssenhütte" nebeneinander in ihrer Wirkungsweise behandelt und ihre einzelnen Vor- und Nachteile zusammengestellt.

240. Die Mitwirkung der Lokomotive bei der Zugsicherung. Von Dr.-Ing. Fröhlich, Essen. Ztg. d. V. Dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 7, S. 181—182. Verfasser weist darauf hin, daß ein Zug bei Nichtbeachtung des Signals ungeachtet dessen Haltstellung ungehindert das Signal passieren kann, und tritt für Einführung einer vom Lokomotivpersonal auslösbaren automatischen Bremsvorrichtung ein, um somit die Lokomotive zur Sicherung des Bewegungsvorganges heranzuziehen.

241. Beseitigung des Schwerganges in der Signal- und Vorsignalleitung A auf Bahnhof Oker. Von Ober-Regs.-Baurat Voigt, Magdeburg. Zeitschr. f. d. ges. Eisenb.-Sicherungswesen 1925, Nr. 2, S. 12—14 m. 1 Lageplan. Im Anschluß an die Bahnhoferweiterung Oker bei Einführung der Bahnlinie Bad Harzburg—Oker haben sich Umgestaltungen der Signalanlagen notwendig gemacht, die einmal auf die erste ungünstige Lage der Leitung, anderseits auf deren Verlauf in der West-Ost-Richtung (Gebirgsstürme im Harz) zurückzuführen waren. Die Konstruktion und die Betriebsweise der neuen Anlage werden erläutert.

242. Über den Fortfall der Wegschranken bei Hauptbahnen. Von Dr.-Ing. W. Schaar, Altona. Verkehrst. Woche 1925, Heft 6, S. 64—65 m. 2 Abb. Betriebswirtschaftliche Untersuchungen der Deutschen Reichsbahn ergeben für die Bewachung der Wegübergänge, für welche bei Hauptbahnen auf je 2 km durchschnittlich ein Wärterposten entfällt, hohe Kosten. Die Fürsorgepflicht der Regierung für den persönlichen Schutz jedes einzelnen vor den Fährnissen des täglichen Lebens wird in Abrede gestellt. Beschreibung von Warnmaßnahmen. Rechnerische Ermittelung von Haltestrecken.

243. Zusammenlegung der Verschiebebahnhöfe. Von Dr.-Ing. Kümmell, Elberfeld. Ztg. d. V. Dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 7, S. 183—187. Zur Verbilligung des Betriebes erscheint die möglichste Zusammenfassung der Verschiebeaufgaben auf möglichst leistungsfähigen Bahnhöfen, als eine dringende Forderung der Wirtschaftlichkeit. Mit einem Netz solcher Bahnhöfe als Endziel ist der billigste Weg hinsichtlich des Bauprogramms und die Sicherstellung der Kapitalkosten festzustellen.

244. Die Triebwagen auf der Seddiner Ausstellung. Von Regs.-Baurat a. D. Draeger. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 3, S. 39—49 m. 11 Abb. Nachdem Verfasser zunächst auf die Wirtschaftlichkeit des Triebwagens für Vollbahnbetrieb eingeht, werden die einzelnen ausgestellten Bauarten beschrieben. Triebwagen der Allgemeinen Elektrizitätsgesellschaft Berlin — Vier- und zweiachsiger Triebwagen der AEG., vierachsiger benzolmechanischer Triebwagen der Deutschen Werke Kiel, vierachsiger Triebwagen der Waggonfabrik Wismar und der Maybach-Motorenbau-Gesellschaft Friedrichshafen mit Dieselmotor, vierachsiger Benzoltriebwagen der Hannoverschen Waggonfabrik A.-G., zweiachsiger Benzoltriebwagen der Gothaer Waggonfabrik A.-G., zweiachsiger Benzoltriebwagen der Sächsischen Waggonfabrik Werdau, vierachsiger Benzoltriebwagen der Düsseldorfer Eisenbahnbedarf-A.-G.

245. Normalisierung der Apparate beim Bau der elektrischen Lokomotiven der S. B. B. Von Ing. Steiner, Bern. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 7, S. 83—86, I. Teil m. 5 Abb. Nomenklatur. Prinzipielle Einteilung der Stromkreise. Teilschaltpläne und Schaltpläne. Zeichnerische Darstellung der Apparate. Leitungsnumerierung und Klemmenbezeichnung. Normalisierung der Kabel.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

246. Beton- und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Von Geheimrat Otzen, Hannover. Zement 1925, Nr. 6, S. 106—108, Fortsetzung. In der Folge behandelt Verfasser das Gußbetonverfahren und das Torkretverfahren, gibt anschließend einen Abriß der Ergebnisse der 1914 vom Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen herausgegebenen Beschlüsse.

247. Die schwedischen Normen für Bauwerke aus Beton und Eisenbeton. Zement 1925, Nr. 6, S. 108—110. Zusammensetzung des Betons, Festigkeitseigenschaften des Betons und Prüfung; dasselbe für Eisenbeton. Aus dem folgenden Abschnitt: Arbeitsausführung, Besichtigung und Prüfung wird unter „Ausführung" besonders „die Herstellung und Entfernung der Schalungen" wiedergegeben.

248. Beitrag zur Verwendung der Nomographie in der Eisenbetonrechnung. Von Regs.-Baumstr. Eisner u. Dr.-Ing. Kretschmar, Berlin. Beton u. Eisen 1925, Heft 3, S. 34—36 m. 4 Abb. Verfasser geben eine Anweisung für die Herstellung von Nomogrammen zur Berechnung einfach bewehrter Platten.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

249. Berechnung der Blechdicke gewölbter, mit Krempe versehener Böden nach den Hamburger Normen. Von A. Huggenberger, Zürich. V. D. I. 1925, Nr. 6, S. 159—162 m. 6 Abb. Der Spannungszustand der elliptischen Schale wird an Hand theoretischer und experimenteller Untersuchungen erläutert. Auf Grund der Beziehungen zwischen Krempenhalbmesser und größter Spannung wird die Bruchgefahr infolge kleiner Krempenhalbmesser näher besprochen. Die Berechnung der Bodenblechdicke nach den Hamburger Normen wird eingehend erörtert und darauf hingewiesen, daß die Annahme eines vom Krempenhalbmesser unabhängigen Wertes der zulässigen Scheitelspannung unzulässige Blechdicke ergeben kann. Es wird auf einen gesetzmäßigen Zusammenhang von zulässiger Scheitelspannung, zulässiger größter Beanspruchung, Krempenhalbmesser und Bodenhalbmesser hingewiesen und erläutert, in welcher Weise die Wahl der zulässigen Scheitelspannung getroffen werden kann, damit die übliche Berechnungsweise richtige Werte der Blechdicke ergibt.

250. Nietberechnung mit Hilfe von nomographischen Tafeln. Von Dr.-Ing. Kommerell, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 7, S. 74—76 m. 3 Abb. Zur schnelleren Ermittlung der Nietzahl leitet Verfasser zwei Nomogramme ab; das eine zur Ermittelung der Nietzahl bei Nieten, die auf Abscheren zu berechnen sind, das andere bei Nieten, die auf Lochleibungsdruck zu berechnen sind.

Holzbau.

251. Ein Tribünenbau in neuzeitlicher Holzbauweise. Von Dipl.-Ing. Steiner, Budapest. Bautechnik 1925, Heft 7, S. 69—70 m. 4 Abb. Ausführung einer 134 m langen und 3200 Sitzplätze aufnehmenden Tribüne in Holzbauweise. Abstand der durch einen Gitterträger verbundenen vorderen Dachstützen rd. 15 m. Den Unterbau der Tribüne bilden Eisenstützen. Knotenpunktsverbindungen der Holzkonstruktionen mit Ringdübeln nach Tuchscherer. Belastungsangaben. Kurzer Ausführungsbericht.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

252. Das Garagenproblem in den deutschen Großstädten. Von Dr.-Ing. Müller, Berlin-Lankwitz. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 11, Konstruktion und Bauausführung, Nr. 3, S. 20—22 m. 8 Abb., Schluß a. Nr. 2. In der Fortsetzung werden Entwürfe für Aufzugs- und Abstellgaragen behandelt. Berücksichtigung städtebaulicher Gesichtspunkte. Unterkellerung von öffentlichen Plätzen für die Anlage unterirdischer Garagen.

253. Die Neuregelung des Straßenverkehrs in Berlin. Von Regs.- u. Baurat Schuppan, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 6, S. 65—69 m. 6 Abb. Angaben über den Verkehrsumfang in Berlin. Die neue Verkehrsordnung. Verkehrsstraßen I. u. II. Ordnung; Einbahnstraßen-Verkehrsregelung an Plätzen — Potsdamer Platz, Kemperplatz — Weitere Aussichten.

254. Abfallverwertung der Städte und Düngemittelbedarf der Volkswirtschaft. Von Dr.-Ing. H. Kurz. Gesundh.-Ing. 1925, Heft 6, S. 61—64. Die Ausführungen bilden einen ergänzenden Beitrag zu den in Nr. 26/1924 dies. Zeitschr. die städtische Abfallwirtschaft behandelnden Aufsätzen; es werden einige Betrachtungen und Zahlen erörtert, welche das volkswirtschaftliche Bedürfnis nach Schaffung eines Abfalldüngers von düngetechnischen Gesichtspunkten aus zu klären suchen.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

255. Die neuen Wagen der Berliner Hochbahn. Verkehrstechnik 1925, Heft 6, S. 70—71 m. 7 Abb. Die 102 neu in Betrieb gestellten Wagen der Berliner Hoch- und Untergrundbahn werden in ihrer Bauart und in den einzelnen Verbesserungen gegenüber den älteren Wagen beschrieben.

256. Der Kraftwagen im besetzten Gebiet. Von Dr.-jur. Teubner, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 6, S. 61—64 m. 5 Abb. Der Kraftwagen an Stelle der stillgelegten Eisenbahnen für den Personen- und Güterverkehr. Organisationsfragen. Einfluß der Regieverwaltung. Jetziges Verhältnis zwischen Reichsbahn einerseits und den Kraftverkehrsgesellschaften andererseits.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

257. Die Unfälle im Straßenbahnbetriebe und die Möglichkeiten der Unfallverhütung. Von Dipl.-Ing. A. Wolf, Danzig. Verkehrstechnik 1925, Heft 6, S. 72—74. Die Ausführungen stellen einen Auszug der Doktordissertation des Verfassers dar. Es wird zunächst ein kurzer Überblick über den Umfang der Straßenbahnunfälle, insbesondere der einzelnen Unfallarten gegeben. Nach einer Darlegung der eigentlichen Unfallursachen werden die verschiedenen Unfallverhütungsmöglichkeiten beschrieben, die sich in drei Hauptgruppen zusammenfassen lassen, die Vervollkommnung der Verkehrsmittel und Anlagen, die Schulung des Personals und die Erziehung des Publikums.

258. Zwei Unfälle im Eisenbetonbau. Deutscher Ausschuß f. Eisenbeton. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 6, S. 62—63. 1. Einsturz eines mehrgeschossigen Fabrikneubaues. Feststellung des Schiedsgerichtes: mangelhafte Beschaffenheit des Betons, Versagen der Stützen infolge ungleichen Setzens der Außenwand und der Innenstützen. 2. Deckeneinsturz in dem aufgestockten Geschäftshause einer Verlagsfirma. Mangelhafte Festigkeit des Betons, Überlastung. Im Anschluß an den letzten Bericht wendet sich Verfasser gegen die erfolgte Freisprechung und damit gegen die weitherzige Auffassung von den allgemein anerkannten Regeln der Baukunst.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

259. Ansprüche der Eisenbahn wegen Beraubung von Gütern. Von Rechtsanwalt Sommerfeldt, Essen. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 6, S. 149—153. Ansprüche der Bahn aus eigenem Recht. Die Ansprüche aus dem Eigentum. Anspruch auf Herausgabe. Die Ansprüche wegen Eigentumsverletzung. Die dingliche Surrogation. Die Ansprüche aus ungerechtfertigter Bereicherung. Verjährung.

260. Die Eisenbahntarife außerdeutscher Länder im Dienste der nationalen Volkswirtschaft. Von Reichsbahnrat Dr. Woltering. Archiv f. Eisenbahnwesen 1925, Heft 1, S. 21—43. In den Ausführungen sind die erkennbaren leitenden Gesichtspunkte der Eisenbahntarifpolitik, soweit sie den Interessen der Volkswirtschaft Rechnung tragen, für einzelne Länder (Vereinigte Staaten von Amerika, England, Frankreich, Belgien, Niederlande) zusammengestellt.

261. Neuzeitliche Energiewirtschaft. Von v. Glinski, Chemnitz. V. D. I. 1925, Nr. 6, S. 141—147 m. 3 Abb. Grundlagen, Mittel, Stand und Entwicklungsrichtung der neuzeitlichen, von der Elektrotechnik beherrschten Energiewirtschaft werden in zusammenfassender Übersicht behandelt. Angaben über die wichtigsten Energievorräte der Erde: Wasserkräfte und Kohlenlager, die verfügbaren Mengen, ihre Ausnutzung und ihr Verhältnis zu kosmischen Energien. Leitende Gesichtspunkte für den Bau und den Betrieb von Wasser- und Wärmekraftwerken. Elektrische Anlagen für die Energieverteilung über weite Bezirke, Bau ihrer Hauptbestandteile, Aufgaben der Betriebführung.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

262. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft und ihre Finanzen. Von Reichsbahndir. Dr. Homberger, Berlin. Archiv f. Eisenbahnwesen 1925, Heft 1, S. 1—20. Die Entwicklung seit der Notverordnung vom 12. II. 24. Die Grundlagen der Umgestaltung. Das Verhältnis zum Reich. Entscheidung von Streitigkeiten. Verhältnis zu anderen Reichsverwaltungen. Verhältnis zu den deutschen Ländern. Das Monopol der Reichsbahn-Gesellschaft. Enteignungsbefugnis. Die innere Organisation der Gesellschaft, ihre Finanzen. Die Personalverhältnisse.

263. Erlaß des Reichsfinanzministers vom 11. 12. 1924, C3/5400, über Vermögenssteuer und Goldbilanzen. Zement 1925, Nr. 6, S. 114—115. Die Steuerstelle des Reichsverbandes der deutschen Industrie gibt einen Erlaß des Reichsfinanzministers über Vermögenssteuer und Goldbilanzen bekannt, der einzelne Ausführungen enthält, die für die Steuerpflichtigen von allgemeinem Interesse sind.

264. Der gegenwärtige Stand des Verbandswesens in der deutschen Eisen- und Stahlindustrie. Von Dir. Dr. Bruhn, Essen. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 6, S. 177—180. Gründe für den Verfall der Verbände, insbesondere des Stahlwerks-Verbandes. Neues Aufleben des Verbandsgedankens. Der Zweck der Rohstahlgemeinschaft. Ihre Bedeutung für die Bildung von Einzelverbänden. Allgemeine Beurteilung des Verbandswesens.

265. Fünfzig Jahre amerikanischer Ingenieurkunst. Von Mag.-Baurat Dr.-Ing. David, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 5, S. 49—51. Übersetzung eines gleichnamigen Aufsatzes des amerikanischen Brückenkonstrukteurs G. Lindenthal aus dem Fünfzig-Jahr-Gedenkheft des Engineering News-Record, April 1924. Entwicklungsgeschichte amerikanischer Brückenriesen, die für amerikanische Brückenbauwerke maßgebenden, von europäischen Verhältnissen völlig verschiedenen Bedingungen und Begleitumstände, künstlerische Wertung europäischer Brücken seitens des amerikanischen Verfassers.

266. 48. Generalversammlung des Vereins deutscher Portland-Zement-Fabrikanten E. V. Zement 1925, Nr. 6, S. 101—102. Bekanntgabe der vorläufigen Tagesordnung der am 11., 12. und 13. März d. J. im Meistersaal zu Berlin W9, Köthener Straße 38, stattfindenden 48. Generalversammlung.

STELLENÜBERSICHT.

Dipl.-Ing. oder Reg.-Baumeister von größ. Bauunternehmung der Prov. Hannover ges. Erfahrung in Statik des Eisenbetons, Akquisition, Projektbearbeitung, Kalkulation, Bauleitung; gewandtes Auftreten, gut. Beziehungen. Ausführl. Angeb. m. Lebenslauf sind schnellstens u. U. 171 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104, einzureichen (25. II. 25).

Je 1 Dipl.-Ing. für Tiefbau und für Eisenbetonbau für mein techn. Büro suche ich zum baldigen Eintritt, spätestens 1. 4. Es kommen nur erstklassige Kräfte mit mehrjähriger Erfahrung bei besten Spezialfirmen in Frage. Ausführl. Bewerbungen m. Lebenslauf, Zeugnisabschr., Gehaltsansprüchen u. frühest. Eintrittstermin sind zu richten a. d. Bauunternehmung Heinr. Stöcker, Zweigniederlassung Essen, Huttropstr. 15. Dtsch. Bztg. 25. II. 25.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

267. Die Entwicklung der hydraulischen Bindemittel. Von Dr. Haegemann, Karlshorst. Zement 1925, Nr. 8, S. 143—147. Die Ausführungen enthalten die geschichtliche Entwicklung bis zu den hochwertigen Zementen, in deren Zusammenhang besonders auf den Tonerdezement eingegangen wird.

268. Hochwertiger Zement und Beton. Von Prof. Dr.-Ing. Geßler, Prag. Tonindustriezeitung 1925, Nr. 16, S. 223—226 m. 5 Zahlentafeln. Zusammenfassender Bericht über die im Auftrage des Bindemittelausschusses des Deutschen Materialprüfungsverbandes in der tschechoslowakischen Republik durchgeführten Untersuchungen.

269. Si-Stoff als Zement- und Kalkzusatz zur Erhöhung der Festigkeit, Wasserdichtigkeit und Säurebeständigkeit. Von Prof. Kayser, Darmstadt. Tonindustriezeitung 1925, Nr. 15, S. 208—210 m. 9 Tab. Verfasser hat sich seit vielen Jahren mit Versuchen über Si-Stoff als Zement- und Kalkzusatz befaßt und sehr befriedigende Ergebnisse erzielt, die in der Folge mitgeteilt werden. Versuche über Festigkeitserhöhung durch Si-Stoff als Zementzusatz, über Erhöhung der Wasserdichtigkeit durch Si-Stoff als Zementzusatz ergaben sehr gute Resultate; entsprechend verliefen die Versuche über Säurebeständigkeit bei Zusatz von Si-Stoff zu Portlandzement und die Druckversuche mit Si-Stoff als Kalkzusatz.

270. Die Einwirkung des Sulfidgehaltes auf die Eigenschaften von Hochofenschlacken und Hüttenzementen. Von Dr. R. Grün, Düsseldorf. Mittlg. a. d. Forschungsinstitut d. Hüttenzementindustrie, Stahl u. Eisen 1925, Nr. 10, S. 344 bis 346 m. 6 Abb. Vom Standpunkt des Hüttenzementfabrikanten ist gegen einen auch ziemlich hohen Sulfidgehalt der Schlacke nichts einzuwenden, im Gegenteil, dieser wirkt bei den geprüften Zusammensetzungen durchaus günstig. Es ist zu erwarten, daß der Hochofenleiter auch die Schwierigkeiten, welche sich aus dem Sulfidgehalt der Schlacken ergeben, meistert; dann wird die an sich wünschenswerte Verwendung von Kiesabbränden in weiterem Maße als bisher möglich sein, zumal wenn Entkupferungsanlagen und Schwefelsäurefabriken den Hüttenwerken angeschlossen werden.

271. Guß- und Schüttbeton bei neueren Kraftwerksbauten. Von Dr.-Ing. Dr. jur. Randzio, Berlin. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 43—48 m. 10 Abb. Mit Rücksicht auf den nach Ansicht des Verfassers in früheren Ausführungen oft beklagten Mangel an einer eingehenden Behandlung der Güte des Gußbetons im Verhältnis zum Stampfbeton sollen die folgenden Ausführungen, diesem geäußerten Wunsch entsprechend, den Leser mit einigen bemerkenswerten, vom Verfasser beobachteten Ausführungsarten von Guß- und Schüttbeton vertraut machen.

272. Ein neues Verfahren zur Prüfung feuerfester Stoffe durch Anfärben. Von Dr. phil. Steinhoff u. Dr. phil. Hartmann. Mittlg. a. d. Versuchsanstalt der Dortmunder Union, Stahl u. Eisen 1925, Nr. 10, S. 337—342 m. 4 Abb. Beschreibung eines neuen Verfahrens zur Prüfung feuerfester Stoffe durch Anfärbung mit organischen Farbstoffen nach vorheriger Ätzung. Das Färbeverfahren gestattet in verhältnismäßig einfacher Weise weitgehende Einblicke in den Aufbau feuerfester Stoffe. Insbesondere wurden Feststellungen gemacht über Brenntemperatur gebrannter Tone und ihre Durchsetzung mit unerwünschten Beimengungen, über Brenntemperaturen von Schamottesteinen, Vorkommen und Verteilung von Quarz und örtlichen kalk- und magnesiareichen Schmelzen, ferner Umwandlungsgrad der Quarzmagerung, über Anwesenheit und Lagerung von dünnen Kaolinschichten in Quarziten und über Fortschreiten und Art der Quarzumwandlung und über den Stand der Quarzumwandlung bei Silikasteinen und das Verhalten der Silikatschmelzen.

273. Die Widerstandsfähigkeit feuerfester Baustoffe gegen Temperaturwechsel. Von Privatdoz. Dr. Steger, Berlin-Grunewald. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 8, S. 249—259 m. 9 Abb. In den Ausführungen werden Baustoffe behandelt, die besonders im Eisenhüttenwesen eine Rolle spielen. Bestimmung der Widerstandsfähigkeit feuerfester Baustoffe gegen Temperaturwechsel durch Abschreckversuche und durch Messung von physikalischen Eigenschaften. Ergebnisse dieser Verfahren bei Schamotte-, Silika- und Magnesitsteinen. Ausbau der Messung der Wärmeausdehnung zu einem neuen Prüfungsverfahren, unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der allotropen Umwandlungen der Kieselsäure. Beschreibung eines neuen Apparates. Ergebnisse und Erläuterung der Messungen an Tonen, Schamotte- und Silikasteinen.

274. Verformen und Rekristallisieren. (Theoretische Betrachtungen zur Kaltverarbeitung der Metalle.) Von F. Körber, Düsseldorf. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 8, S. 261—265 m. 21 Abb. Schluß v. S. 223. Änderung der Eigenschaften der Metalle durch Kaltverformen und durch nachträgliches Ausglühen und ihre Bedeutung für die Technik. Gefügeänderungen. Mechanismus der Kaltverformung: kristallographische Grundlagen, Theorien der Kaltverformung und Kalthärtung; Kaltverformungsstrukturen von Metallen auf Grund von Röntgenuntersuchungen; Drehverfestigung; Biegegleitung. Theorie der Rekristallisation; Rekristallisationsdiagramme; Kornwachstum und seine Bedeutung für die Festigkeitseigenschaften. Grenzen der Kalt- und Warmformgebung.

275. Über den Aufbau der Eisen-Silizium-Legierungen. Von G. Phragmén, Stockholm. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 9, S. 299—300 m. 1 Abb. Unter Bezugnahme auf einen früheren Aufsatz des Verfassers, in dem durch einen Fehlschluß die Nichtexistenz von Verbindungen mit kleinerem Siliziumgehalt als 33 vH gefolgert wurde, gibt Verfasser kurz seine ergänzenden Versuchsergebnisse bekannt. Nach mikroskopischen Beobachtungen wurde darnach erwiesen, daß eine Verbindung mit einem Siliziumgehalt von bereits etwa 21—22 vH besteht. In der Folge ergab sich die Richtigkeit der Oberhofferschen Hypothese von dem kontinuierlichen Übergang der α- und γ-Gebiete des Eisens von einem gewissen Siliziumgehalte ab.

276. Die Verwendung von Martinschlacke als Flußmittel beim Schmelzen in Kuppel- und Flammöfen. Von H. Späthe in Sterkrade. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 9, S. 297—299 m. 3 Zahlentafeln. Nach einleitender Beschreibung früherer Versuche mit Manganerz als Flußmittel beim Kuppelofenschmelzen, werden die Verwendung von Martinschlacke in Kuppel- und Flammöfen, deren metallurgische und wirtschaftliche Vorteile behandelt.

277. Die Gußeisenveredelung durch Legierungszusätze. Von E. Piwowarsky, Aachen. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 9, S. 289—297 m. 3 Abb. u. 11 Zahlentafeln. Die Ergebnisse von Versuchen über den Einfluß einer Anzahl von Spezialelementen auf die Eigenschaftsänderung von Grauguß werden vom Standpunkte unserer heutigen Qualitätsbestrebungen von Grauguß kritisch besprochen; dabei handelt es sich um den Einfluß von Aluminium, Titan, Nickel, Chrom, Nickel und Chrom, Vanadin, Wolfram, Molybdän und Vanadin neben Wolfram und Molybdän auf die Eigenschaften von Grauguß.

Baumaschinen und Förderanlagen.

278. Betonmischanlagen bei Hoch- und Tiefbauten. Von Obering. Dr. Garbotz, Berlin. Der Grund- und Gerüstbau 1925, Nr. 2/3, S. 9—16 m. 16 Abb. Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung der Betonmischanlagen werden die Mischmaschinen unterschieden in Durchlaufmischer, Mischer für absatzweise Mischung, bzw. in Rührwerks- und Freifallmischer; von diesen einzelnen Systemen wird eine große Anzahl besonderer Konstruktionen] an Hand der Abbildungen beschrieben.

279. Massenförderung bei neueren Betongroßbauten. Von Dr. Garbotz, Berlin. Tonindustrieztg. 1925, Nr. 15, S. 195—198 m. 15 Abb. Beschreibung der für die Anwendung der Gußbetonweise bei verschiedenen Bauten gebräuchlichen Fördermittel (Gießtürme. Aufzüge, Rinnen u. a. m.), sowie der einzelnen Baustellen mit näheren Angaben über Massenverbrauch, Leistung und Bauvorgang. Ferner wird die Verwendung von Preßluft bei der Spritzbetonbauweise und der Herstellung der Preßbetonpfähle System Wolfsholz beschrieben.

280. Einige Beziehungen zwischen Eisenbahnwagen und Kipper. Von Finanz- u. Baurat Schulz, Dresden. Der Grund- und Gerüstbau 1925, Nr. 2/3, S. 21—23 m. 13 Abb. Es handelt sich um maschinelle Entleerung von Güterwagen mittels Kippbühne; im besonderen um die Sicherheit des Eisenbahnwagens gegen Abstürzen von der gehobenen Bühne bzw. um die durch den Fanghakenangriff an der Achse entstehenden unerwünschten Wirkungen. An einigen Kippsystemen wird der Arbeitsvorgang im Hinblick auf einzelne Mängel in Zusammenhang mit Vorschlägen zu ihrer Beseitigung behandelt.

Statik und Festigkeitslehre.

281. Über die Biegungsfestigkeit von Gußeisen. Von Prof. Dr. Girtler, Brünn. HDI. 1925, Heft 2, S. 41—46 m. 3 Abb. Die folgende Abhandlung hat die Ableitung eines Zusammenhanges zwischen der Biegungsfestigkeit und der Zugfestigkeit von Gußeisen zum Gegenstande. Sie stützt sich auf die in der technischen Biegungstheorie als zulässig anerkannten Voraussetzungen und gelangt zu Resultaten, welche mit den Ergebnissen von Biegeversuchen übereinstimmen.

282. Hochwertiger Beton mit Stahlbewehrung. Von den Professoren Dr. techn. Geßner u. Nowak, Prag. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 56—60 m. 7 Abb. u. 4 Zahlentafeln. Bruchversuche an Würfeln und Kontrollbalken im Mechanisch-Technischen Laboratorium der Deutschen Technischen Hochschule Prag. Mitteilung der aus diesen Versuchen gezogenen Schlüsse. Anwendung von Kugeldruckproben nach Brinell. Die Bruchlast der Decken ergab sich als ein Vierfaches der Nutzlast. Bei Steigerung der Last erweiterten sich die bestehenden, durchschnittlich bei 1- bis 1,5-facher Nutzlast entstandenen Zugrisse nicht. Haftrisse keine; elastisches Verhalten der Decken. Außerordentlicher Gewinn durch Ersparnis an Bauhöhe.

283. Betondruckfestigkeit als Funktion des Mischungsverhältnisses. Von Prof. Suensen, Kopenhagen. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 48—51 m. 5 Abb. u. 2 Taf. Auf Veranlassung der Fa. Christiani u. Nielsen, Kopenhagen, sind vom Verfasser verschiedene Versuchsreihen mit Schmelzzement der Société anonyme des chaux et ciments de Lafarge et du Teil ausgeführt worden. Einige Versuchsergebnisse, die nicht nur für Beton aus Schmelzzement, sondern auch für Beton aus Portlandzement Bedeutung haben, werden mitgeteilt. Rohstoffe, Mischungsverhältnisse, Wassergehalt des Betons, Herstellung und Lagerung der Probekörper, Zusammensetzung des abgebundenen Betons, Abhängigkeit der Druckfestigkeit von dem Mischungsverhältnis.

284. Weitere Beobachtungen zur Vorausbestimmung der Mindestdruckfestigkeit von Betonwürfeln. Mittlg. a. d. Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart. Von O. Graf. Zement Nr. 8, S. 156—157 m. 2 Abb. u. 1 Zusammenstellung. Verfasser behandelt die Frage, handliche Regeln zu schaffen, die es ermöglichen, bereits auf der Baustelle ein Urteil über die voraussichtliche Festigkeit des Betons im Alter von 7 oder 28 oder 45 Tagen zu gewinnen. Das angegebene Verfahren gestattet nach Bestimmung des Wassergehaltes des frischen Betons, nach Ermittlung des Zementgehaltes desselben, sowie nach Einführung der für verschiedene Zementmarken annähernd bekannten Normenfestigkeit, die voraussichtliche Mindestdruckfestigkeit des 28 Tage alten Betons bereits beim Anmachen des Betons zu bestimmen.

285. Beobachtungen bei der Kugeldruckprobe nach Brinell. Von Dr.-Ing. M. Moser, Essen. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 10, S. 343—344 m. 8 Abb. Die der Härtemessung zugrunde gelegte regelrechte Kalottenform des Kugeleindrucks mit kreisförmiger Schnittlinie ist nur dann mit Sicherheit zu erwarten, wenn die Werkstoffe aus Kristalliten hinreichender Kleinheit aufgebaut sind, so daß die Prüfkugel in ein praktisch amorphes Haufwerk eindringt.

286. Trägheitsmomente und Randspannungen des kreisringförmigen Querschnitts bei ausmittigem Druck. Von Gewerbestudienrat G. Dreyer, Mittweida. Bautechnik 1925, Heft 10, S. 105—108 m. 10 Abb. In der Folge ermittelt Verfasser die Trägheitsmomente und Randspannungen bei exzentrischer Druckbelastung für den vollen Kreisquerschnitt, für den Ringquerschnitt und den Rohrquerschnitt mit geringer Wandstärke und läßt einige entsprechende Anwendungsbeispiele folgen; es handelt sich dabei um das Fundament eines Drehkrans mit vollem Kreisquerschnitt, ferner um einen Schornstein mit kreisringförmigem Querschnitt.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

287. Unterschied in der Empfindlichkeit zwischen Zapfenlagerung und Schneidenlagerung bei Dehnungsmessern. Von Dr.-Ing. Findeisen, Dresden. Bautechnik 1925, Heft 8, S. 89—90. Verfasser berichtet über eingehende Versuche, die der Klärung der Frage nach der günstigeren Hebeldrehpunktslagerung dienten. Am gebräuchlichsten sind Zapfenlagerung und Schneidenlagerung, die sich neben konstruktiven Einzelheiten auch hinsichtlich der Empfindlichkeit unterscheiden. Bei den Versuchen verwendet und in den Ausführungen behandelt sind 1. ein Spiegelapparat mit Hebelübersetzung und 2. der Spannungsmesser von Okhuizen.

b) Hölzerne Brücken.

288. Eine hölzerne Straßenbrücke über den Neckar. Von Regsbmstr. a. D. Dr.-Ing. Seitz, Stuttgart. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1925, Nr. 8, S. 92—94 m. 5 Abb. Verfasser bespricht eine in neuzeitlicher Holzkonstruktion nach der Bauweise Kübler ausgeführte Straßenbrücke. Angaben über Belastungsannahmen, Knotenpunktausbildung, Windverbandausführung, Errichtung des tragenden Gerippes nach vorbereitender Arbeit in der Werkstatt; günstige Ergebnisse der Probebelastung.

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

289. Fahrbahntafeln aus Eisenbeton für eiserne Brücken. Von Prof. Rohn, Zürich. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 41—43 m. 6 Abb. Es werden einige Ausführungen von Fahrbahntafeln aus Eisenbeton für eiserne Brücken beschrieben, die in den meisten Fällen anläßlich von Verstärkungsarbeiten hinzugefügt wurden; die mit den Betonfahrbahndecken gemachten Erfahrungen in der Schweiz sind allgemein befriedigend. In Nordamerika dagegen haben die Motorlastwagen mit harter Bereifung starke Oberflächenabblätterungen erzeugt, wogegen meistens eine starke Teerung angewandt und zur Erhöhung ihrer Zähigkeit reichlich Sand zugegeben worden ist,

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

290. Neuere Eisenbetonbauten bei der Ilse, Bergbau-A.-G. Von Dr.-Ing. Nakonz. Bautechnik 1925, Heft 8, S. 86 bis 88, Heft 9, S. 99—103 m. 30 Abb. Beschreibung der Erweiterung des Kesselhauses, Eisenbetonbunker, vier Elsterbrücken, Düker unter der schwarzen Elster, Wehrbrücke, ferner des zur besseren Wasserversorgung der Grube Erika, sowie einiger umliegender Ortschaften ausgeführten Wasserwerks, sowie besonders einer 700 m langen Hochbahn. Von letzterer sind die Hauptabmessungen, Belastungsannahmen und die Gesamtanlage näher beschrieben.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

291. Niederschlag und Abfluß des Weserquellgebiets. Aus einer Untersuchung der preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde, deren ausführliche Veröffentlichung vorbehalten bleibt. Von Prof. Dr. R. Fischer, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 7, S. 67—70 m. 7 Zahlentaf., Nr. 9, S. 106—109 m. 7 Tab. Erste Mitteilung: Überblick über die Hauptergebnisse. Zweite Mitteilung: Die Abflußmengen der oberen Weser und ihre Zusammensetzung aus Werra, Fulda und Diemel. Nach einer Aufzählung der für eine genaue Ermittlung der Niederschlag- und Abflußzahlen erfüllten Vorbedingungen, wie sie für Flußgebiete gleicher Größe vorläufig nicht leicht noch vollkommener aufzuweisen sein werden, folgt die Beschreibung der Auswertung der Meßergebnisse.

292. Über hydraulische Rauhigkeit. Von L. Hopf, Aachen. Wasserkraft 1925, Heft 5, S. 79—82 m. 3 Abb. Unter Bezugnahme auf frühere ausführliche Veröffentlichungen — Modellversuche über Wasserführung von Kanälen, Messung der hydraulischen Rauhigkeit — behandelt Verfasser neuere Modellversuche, die im Anschluß an die damaligen Überlegungen angestellt worden sind und Richtlinien für eine Zusammenstellung des zurzeit vorliegenden Versuchsmaterials gaben, welche einige interessante Folgerungen erlaubt; es werden drei Diagramme wiedergegeben, die den heutigen Stand der Frage überblicken lassen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

293. Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein. Von Dr.-Ing. Marquardt, Stuttgart. Bautechnik 1925, Heft 10, S. 108—111 m. 1 Abb. Schluß auf Heft 5. Nach beschließenden Ausführungen über die Bodenseeregulierung und Rheinkorrektion, nach kurzen allgemeinen Angaben über die Kosten der zu Lasten der Bodenseeregulierung zu rechnenden Arbeiten wird das hinsichtlich des Hochwasserschutzes, des Gewinnens für die Kraftwerke und der Erleichterung der Schiffahrt hohen Nutzens der Bodenseeregulierung gedacht. Anschließend wird der Vortrag über den Stand der Arbeiten für den Ausbau des Oberrheins von Basel bis zum Bodensee von Baurat J. Altmayer, Karlsruhe, auszugsweise wiedergegeben. Interessengemeinschaft zwischen Kraftausnutzung und Schiffahrt; Zusammenhänge zwischen dem Absatz der Kraft und der Schiffahrt; Normalien für die Schiffbarmachung der Rheinstrecke Basel—Bodensee; Bedeutung der Schiffbarmachung des Oberrheins für die Bodenseehäfen.

294. Die Erweiterung des Södertälje-Kanals. Von Regsbmstr. Brandt, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 8, S. 85—89 m. 6 Abb. Im Rahmen des Gesamtausbaues der Verbindungskanäle der zahlreichen Binnenseen Schwedens zur Erzielung eines wirtschaftlicheren Anschlusses dieser Seen an die offene See wird der fertiggestellte, erweiterte Södertälje-Kanal mit seinen einzelnen Bauten einer Besprechung unterzogen, die sich besonders mit den folgenden Punkten beschäftigt: Grunderwerb, technische Bestimmungen und Entwurf für den Kanal, die Schleuse von Lotsudden, die Schleusentore, das Schleusenmauerwerk, die Dreigelenkklappbrücke bei der Schleuse, eine Straßen- doppelte Konsolklappbrücke System Strauß. Zum Schluß werden der Bauvorgang und einzelne Ausführungen kurz besprochen.

295. Arbeitsmethoden und Erfahrungen beim Bau der Fischereihafenerweiterung in Cuxhaven. Von Dr.-Ing. Windolf, Cuxhaven. Bautechnik 1925, Heft 8, S. 81—86 m. 12 Abb. Eingangs kurz auf die bereits vorliegenden Veröffentlichungen hinweisend, behandelt Verfasser in den vorliegenden Ausführungen die beim Bau des Hafens benutzten Arbeitsmethoden und die hiermit gemachten Erfahrungen. Ausbildung der Kaimauerkonstruktion. Baustelleneinrichtung. Bauvorgang. Ausrüstung der Kais.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

296. Beitrag zur Abfuhrberechnung von Streichwehren. Von Ing. O. J. Herz, Bandoeng, Java. Wasserkraft 1925, Heft 4, S. 59—62. Fortsetzung. Ergänzend gibt Verfasser eine Tabelle zur schritt- bzw. stückweisen Berechnung gerader Streichwehre, entwickelt in der Folge eine einfache Formel zur Abfuhrberechnung von geraden Streichwehren und führt anschließend die Durchrechnung eines Zahlenbeispiels durch.

297. Fortschritte im Bau von Eisenbeton-Sperrmauern. Von Dipl.-Ing. Skall, Leipzig. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 19. Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 5, S. 38—39. Ausgehend von einer kurzen vergleichenden Übersicht der Konstruktionen aufgelöster Eisenbeton-Sperrmauern behandelt Verfasser einen weiteren Vorschlag zur Verbilligung durch Verringerung der Massen von dem schweiz. Ingenieur Gutzwiller, Basel. Darnach lehnt sich das Mauerprofil an die alte Form der massiven Mauer an. Die Mauer wird durch sechskantige oder runde Hohlräume zellenartig in senkrechter Richtung durchsetzt und diese sind im Grundriß in gegeneinander versetzten Reihen angeordnet. Herbeiführung einer gleichmäßigen Druckspannungsverteilung im Mauerwerkskörper durch Vergrößerung der Durchmesser der Hohlräume nach der Wasserseite zu.

298. Der Anschluß des Staudammes an den Talhang. Von Dr.-Ing. Leiner, München. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 7, S. 73 m. 3 Abb. Im Zusammenhang mit dem Bruch eines Erdstaudammes in Colorado (Bauingenieur 1924, Heft 6, Mehmel) stellt Verfasser fest, daß es ratsam ist, in steile Talhänge, deren Neigung oben flacher als unten ist, Staudämme nur unter besonderen Vorsichtsmaßregeln zu legen und Abtreppungen der Talhänge, wie sie beispielsweise auch in der preußischen Anleitung für den Bau und Betrieb von Talsperren vorgeschrieben sind, zu vermeiden, statt der Abtreppung aber in den Vertikalschnitten glatte und — wo ohne Mehrkosten möglich — annähernd logarithmisch geformte Hangflächen zu schaffen, in welche der Staudamm — gesehen in der Horizontalprojektion — kammartig einbindet.

299. Der Hochwasserschutz für Wien und das Marchfeld. Von Baudir. Ing. Brandl. Zeitschr. d. Öst. Ing. u. Arch.-Vereins 1925, Heft 7/8, S. 49—51. Verfasser nimmt eingangs Bezug auf das 1910 von der Donau-Regulierungskommission beabsichtigte Projekt der Verbesserung des Schutzes von Wien und des Marchfeldes gegen die Hochwässer der Donau, deren dringliche Notwendigkeit zur Ergänzung und Ausgestaltung der bisher geschaffenen Schutzanlagen unbestritten anerkannt worden war. Die weiteren Ausführungen bilden einen dringenden Mahnruf, das Versäumte jetzt endlich nachzuholen und damit gleichzeitig die Wasserkraftnutzung und die Ausgestaltung der Schiffahrtsanlagen zu verbinden.

300. Die Stereophotogrammetrie im Dienste der Wildbach- und Lawinenverbauung. Von Ing. J. Erhart. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1925, Heft 7/8, S. 59—61 m. 3 Abb. Im Anschluß an einen in Niederösterreich erfolgten katastrophalen Lawinensturz wurde zwecks Ausarbeitung eines Detailprojektes zur Verbauung des ganzen Bahngrabens die Vornahme der stereophotogrammetrischen Vermessung angeordnet. Bei diesem Fall ist die Stereoaufnahme im Rahmen der Lawinen- und Wildbachverbauung zum ersten Male in Österreich mit Erfolg angewendet worden. Die bei diesem Verfahren gesammelten Erfahrungen werden näher erläutert.

301. Einiges über Großkraftwerkwirtschaft in Deutschland. Von Ministerialrat W. van Heys, Berlin. Glasers Annalen 1925, Heft 3, S. 41—49 m. 10 Abb. Die Entwicklung der Elektrizitätswirtschaft, die Kraftquellen, Wasserkräfte an Reichswasserstraßen, Großkraftversorgung, Großkraftwerkanlagen.

302. Die Eröffnung des Forstsee-Speicherwerkes bei Klagenfurt (Kärnten). Von Dipl.-Ing. H. Sonneberger, Klagenfurt. Wasserkraft 1925, Heft 5, S. 77—79 m. 3 Abb. Es werden kurze Angaben über das Anfang dieses Jahres dem Betrieb übergebene Forstseewerk der Kärntner Wasserkraftwerke A.-G., besonders über dessen Baugeschichte gegeben. Es wird über Versuche berichtet, die der Erforschung der sich einstellenden Wärmeverhältnisse des Sees dienen. Diese Versuchsergebnisse sollen Anhaltspunkte dafür liefern, wie es möglich ist, die großen Kärntner Seen einer ausgiebigen Spitzendeckung nutzbar zu machen, ohne sie ihrer Eigenschaften als Badeseen zu berauben.

303. Neue Großwasserkraftprojekte in Oberösterreich. Von Ing. E. Gürtler, Linz. Wasserkraft 1925, Heft 4, S. 62—64 m. 1 Lageplan. Der rechtsseitige Zufluß der Donau, die Traun, eignet sich besonders zum Ausbau von Großkraftanlagen, zumal die Gleichmäßigkeit der Wasserführung durch die große Anzahl von Seen, die in ihrem Einzugsgebiete liegen, auf das günstigste beeinflußt wird; es werden nun die sogenannten Hinterschweizer Projekte, nach denen eine Gefällstufe von 20,5 m bei einer Länge von 11,6 km voll ausgenutzt, also nicht nur ein Bruchteil des Wassers, sondern die ganze Traun einem neu zu erbauenden Werk als Betriebswasser zugeführt werden soll, näher erläutert.

304. Kavitation und Korrosion. Von Dipl.-Ing. Schilhansl, München. Wasserkraft 1925, Nr. 4, S. 53—59 m. 6 Abb. Nach einleitender Behandlung der Kavitation (Hohlraumbildung) und ihrer Folgen, der Korrosionserscheinungen an den Turbinenschaufeln, wird der zur Ermittelung des Sauggefälles, bei dem die Kavitation beginnt, im Laboratorium der Technischen Hochschule München durchgeführte Versuch näher erläutert. Als Endergebnis teilt Verfasser mit, daß das Ziel modernen Wasserturbinenbaues darin besteht, die Kombination von hohen Wirkungsgraden und kleiner spezifischer Schaufelbelastung zu suchen, obwohl bekannt ist, daß das Laufrad mit kleiner spezifischer Schaufelbelastung zu schlechteren Wirkungsgraden verurteilt ist.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — —

Straßenbau.

305. Kraftfahrzeugsteuer und Vorausleistungen für die Wegeunterhaltungen. Von Dr.-Ing. Heisterbergk, Crefeld, Verkehrstechnik 1925, Heft 9, S. 118—121. Der durch den Erlaß der preußischen Verordnung über die Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung geschaffene Zustand wird besprochen, die Mängel hervorgehoben und, unter Anerkennung des Bedürfnisses nach erhöhten Steuereinkünften zu Zwecken der Wegeunterhaltung, nach Mitteln für eine günstigere Lösung der Frage durch Reichsgesetzgebung gesucht.

306. Automobilstraßenbau und Beton. Von Dr.-Ing. Petry, Obercassel, Siegkreis. Tonindustrieztg. 1925, Nr. 15, S. 192 bis 194. Verfasser befaßt sich mit einigen grundsätzlichen Richtlinien für die Bewertung der Betonstraßen als Automobilstraßen, wobei auch die Ziele und Bestrebungen der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau besonders hervorgehoben werden; im einzelnen wendet sich Verfasser gegen eigennützige Verurteilung der Betonstraße von vornherein.

307. Automobilversuchsstraßen in Nordamerika und ihre Ergebnisse. Zement 1925, Nr. 8, S. 164—167, Nr. 9, S. 188 bis 191 m. 14 Abb. Im Rahmen der Abhandlung werden nur die beiden Hauptversuchsstraßen, die Bates-Road im Staate Illinois und die Pittsburg-Versuchsstraße in Californien einer kurzen Besprechung unterzogen. Erstere war in sechs Gruppen von verschiedenen Befestigungsarten eingeteilt; diese Gruppen sind wieder unterteilt durch insgesamt 71 Abteilungen in Strecken von je 30—75 m Länge, sämtlich untereinander verschieden in allen modernen Bauarten, aber in ununterbrochener Reihenfolge aneinandergelegt.

308. Probleme der deutschen Straßentechnik. Von Landesbaurat Becker, Cassel. Verkehrstechnik 1925, Heft 8, S. 97 bis 101 m. 6 Abb. Anläßlich der allgemein einsetzenden Bestrebungen zur Wiederinstandsetzung der während langer Kriegs- und Nachkriegsjahre vernachlässigten Landstraßen behandelt Verfasser die zu beachtenden Forderungen der Wirtschaftlichkeit, die Umwandlung der Bauelemente, im besonderen den Wert der Teerkonstruktion und des Kleinpflasters, im Zusammenhang mit ihnen den der Versuchsstraßen und erörtert eingehend den einseitigen Ausbau von Kurven.

Eisenbahnbau und -betrieb.

309. Eine wesentliche Vereinfachung des zeichnerischen Verfahrens zur Ermittlung der Fahrzeiten. Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden. Verkehrst. Woche 1925, Heft 8, S. 85—88 m. 7 Abb. Im Anschluß an die Beschreibung seines Verfahrens, in den „Anweisungen für die Ermittlung der Fahrzeiten der Züge nach den zeichnerischen Verfahren" im Organ 1924, Heft 6, S. 117, bearbeitet von Geh. Oberrgs.-Baurat Dittmann, Oldenburg, teilt Verfasser eine wesentliche Vereinfachung seines Verfahrens mit, die die Aufzeichnung der Zeit-Wege-Linie entbehrlich macht und doch durch unmittelbare Bestimmung der Fahrzeiten im Längenprofil der Strecke die Bewegung des Zuges nach den beiden genannten Dimensionen festlegt.

310. Die Entwicklung der Personenzuglokomotive in Preußen unter besonderer Berücksichtigung der 1 D 1-Heißdampf-Personenzuglokomotive P 46/17 (P 10) der Deutschen Reichsbahn. Von Ing. W. Hubert, Hannover. Verkehrst. Woche 1925, Heft 7, S. 78—82 m. 10 Abb. Die Ausführungen geben die geschichtliche Entwicklung der seit dem Jahre 1877 geschaffenen Bauarten von Personenzuglokomotiven wieder, deren Entwicklungsreihe durch die im Jahre 1922 erstmalig beschaffte, von Borsig in Berlin entworfene 1 D 1- Dreizylinder-Heißdampf-Personen-Lokomotive P 10 einen vorläufigen Abschluß erreicht habe. Zum Schluß folgt eine Zusammenstellung der Hauptabmessungen der aufgeführten Lokomotiven.

311. Die Füllung feuerloser Lokomotiven. Von Dr.-Ing. Wichtendahl. Hanomag-Nachrichten 1925, Heft 136, S. 17 bis 30 m. 47 Abb. Nach einleitenden Bemerkungen über die wirtschaftlichen Voraussetzungen für die Verwendung von feuerlosen Lokomotiven wird das Füllen derselben näher behandelt. Diese Lokomotivart bietet besonders für alle feuergefährlichen Betriebe, auch für schlagwettergefährliche Gruben eine hohe Sicherheit.

312. Nebelsignal. Von Reichsbbfr. Schulz, Berlin. Signalbeleuchtung. Von Rgsbaurat Ruckwied, Stuttgart. Ein fühlbares Signal. Von Reichsbahnrat Lindenberg, Bremen. Nebelknallsignale. Von Reichsbahnrat Richter, Leipzig. Verkehrst. Woche 1925, Heft 7, S. 76—77. Die kurzen Beiträge enthalten Vorschläge zur Verbesserung der bestehenden Signalanlagen; im ersten wird hauptsächlich die Verwendung von Tageslichtsignalen mit weißem grellen Licht vorgeschlagen. Der zweite Beitrag behandelt durchgängige elektrische Beleuchtung der Haupt- und Vorsignale, Blinklicht für das durchgehende Hauptgleis, ferner Ausfahrvorsignale unmittelbar vor dem Einfahrsignal zur Verstärkung des Signalbildes. Der dritte Beitrag schlägt eine Unterbrechung des bekannten taktmäßigen Schlagens der Wagen- und Lokomotivachsen auf den Schienenstößen als fühlbares, das in bestimmter Entfernung stehende Signal ankündigendes Vorsignal vor. Zum Schluß wird als Entgegnung auf die im Reichsbahndirektionsbezirk Dresden seit Jahren bereits Verwendung findenden Nebelknallsignale hingewiesen.

313. Lichtsignale auf Eisenbahnen. Von Regsbmstr a. D. Becker, Charlottenburg. Verkehrst. Woche 1925, Heft 7, S. 75 bis 76 m. 3 Abb. Es wird die Frage der Lichtsignale bei Tag und Nacht unter Berücksichtigung ihrer Entwicklung behandelt und anschließend der Vergleich zwischen Form- und Tageslichtsignal, letzteres mit Dauerlicht, angestellt, wobei letzterem der Vorzug gegeben wird. Bei den Ausführungen wird auf die erfolgreiche Verwendung von Tageslichtsignalen bei der Berliner Untergrundbahn und beim Verkehrsturm auf dem Potsdamer Platz hingewiesen.

314. Ein neuer vierachsiger Schlafwagen mit Einzelabteilen. Verkehrstechnik 1925, Heft 7, S. 85—86 m. 6 Abb. Der versuchsweise auf der Strecke Berlin—München in Betrieb gestellte Schlafwagen mit Einzelabteilen wird in seiner Bauart beschrieben.

315. Die Unkrautbekämpfung auf Eisenbahnstrecken. Verkehrst. Woche 1925, Heft 9, S. 121—123 m. 3 Abb. Ursache des Unkrautwuchses, dessen Bekämpfung mit Hand und Maschine; Beschreibung der Maschine und ihrer Wirkungsweise. Ersparnisse der Maschinenentkrautung.

316. Die Neugestaltung des spanischen Eisenbahnwesens. Von Geh. Regierungsrat Wernekke, Berlin-Zehlendorf. Verkehrst. 1925, Heft 8, S. 106—107. Nach einem Rückblick, der die Lage der spanischen Eisenbahnen in und nach dem Kriege kurz schildert, wird der Inhalt des neuen spanischen Eisenbahngesetzes wiedergegeben. Staat und Gesellschaften gehen eine Art Miteigentumsverhältnis ein.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

317. Die Bauten für die Kanalisierung des Neckars zwischen Mannheim und Plochingen. Von Strombaudir. Konz, Stuttgart. Nach seinem gleichnamigen Vortrag, gehalten auf der 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. Deutsche Bauzeitung 1925, Nr. 19. Konstruktion u. Bauausführung Nr. 5, S. 33—38 m. 14 Abb. Die Ausgestaltung des Neckars, zunächst von Mannheim bis Plochingen, zu einer Großschiffahrtsstraße für 1200 t-Rheinschiffe stellte eine große Zahl interessanter Bauaufgaben, bei denen der Betonbau eine bedeutende Rolle spielt. Es werden nach einigen allgemeinen Angaben über das Gesamtunternehmen der Neckarkanalisierung in technischer und wirtschaftlicher Beziehung diese genannten Einzelheiten eingehend beschrieben. Im besonderen werden die bei Ausbau der Staustufen Ladenburg, Wieblingen, Neckarsulm, Horkheim, Unter- und Obertürkheim sowie Obereßlingen ausgeführten Betonbauwerke behandelt.

318. Beton und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Von Geheimrat Otzen, Hannover. Zement 1925, Nr. 8, S. 148—151, Nr. 9, S. 182—184 m. 11 Abb. Fortsetzungen. Einzelgebiete der Anwendungen, geordnet nach den Titeln des vom Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen aufgestellten Normalbuchungsformular. Erd- und Böschungsarbeiten, Futtermauern, Kaimauern, Einfriedigungen.

319. Die schwedischen Normen für Bauwerke aus Beton und Eisenbeton. Zement 1925, Nr. 7, S. 125—128, Nr. 8, S. 151—155 m. 7 Abb. Das Verlegen der Eisen, Herstellung des Betons, das Einbringen des Betons, Zusatz von Sparstein, die Behandlung des Betons unmittelbar nach der Einbringung, besondere Normen für Betonierungen im Wasser, Kontrolle. Probebelastung. Belastungsannahmen, Bestimmung der Momente, Normal- und Querkräfte, Bestimmung der inneren Spannungen, zulässige Spannungen, Bestimmungen für besondere Konstruktionen.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

320. Das Lamellendach nach Stadtbaurat Zollinger, Merseburg. Von Postbaurat Wegner, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1925, Nr. 7, S. 77—80 m. 12 Abb. Mit Rücksicht auf die seit seiner Einführung umfangreiche Verwendung für die verschiedensten Zwecke werden in der Folge die Entstehung des Lamellendaches, Einzelheiten seiner Konstruktion, der Aufbau an der Baustelle, die statischen Grundlagen, das Anwendungsbereich und schließlich die bisher gemachten Erfahrungen eingehend erörtert.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

321. Reform der Verkehrsmitteldepots und Autogaragen-Neubaudepots. Von M. Schröder, Spremberg Laus. Verkehrst. Woche 1925, Heft 9, S. 104—108 m. 6 Abb. Verfasser gibt eine Beschreibung seiner beim Patentamt angemeldeten Garagensystems und geht auf die diesem System eigenen Richtlinien näher ein.

322. Chlorung von Wasser. Nach Dr. A. Massink. Bericht des niederländischen Reichsamtes für Wasserversorgung. Das Gas- und Wasserfach 1925, Heft 8, S. 118—120. Mitteilung der in den Niederlanden bei Verwendung von Chlor zur Wasserreinigung gemachten Erfahrungen, und zwar bei der Reinigung von Trinkwasser, Badewasser und Abwässern.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

323. Die Wirtschaftlichkeit der Rollenlager im Straßenbahnbetrieb. Von Dir. R. Vogel, Paderborn. Verkehrstechnik 1925, Heft 8, S. 101—103 m. 2 Abb. Aus der Untersuchung des Anteils der reinen Lagerreibungsarbeit bei Straßenbahnfahrzeugen an der Gesamtarbeit werden die bei verschiedenen Steigungen zu erwartenden Ersparnisse an Kraft durch den Ersatz der Gleitlager durch Rollenlager ermittelt mit dem Ergebnis, daß durch den Ersatz der Gleitlager durch Kugellager eine fühlbare Ersparnis an Strom nicht erzielt werden kann.

324. Kraftomnibus oder Straßenbahn? Von Straßenbahndir. R. Norregaard, Kopenhagen. Verkehrstechnik 1925, Heft 9, S. 113—117. Auf Grund der Verhältnisse in Kopenhagen werden eingehend die Vorteile und Mängel des Kraftomnibusses im Vergleich mit der Straßenbahn behandelt und die Gründe dargelegt, die zu einem Festhalten am Straßenbahnbetrieb in Kopenhagen führten.

325. Kraftwagen und Straßenwirtschaft. Von Prof. Dr.-Ing. Neumann, Braunschweig. Verkehrst. Woche 1925, Heft 9, S. 97—104. Nach eingehender Behandlung der Entwicklung des Kraftwagenverkehrs, sowie dessen erhöhter Wirtschaftlichkeit, erörtert Verfasser, unter Hinweis auf die durch Kraftwagen in den Straßenverkehr eingeführten zwei neuen Größen, das getriebene Rad im Gegensatz zum gezogenen und die Fahrgeschwindigkeit, schließlich auch in gewisser Beziehung die Wagenlast, die dadurch für die Anlage von Straßen maßgebenden neuen Grundsätze, die sich bei der Linienführung, dem Querschnitt und der Befestigung geltend machen; sie werden gleichzeitig für Land- und Stadtstraßen gesondert behandelt.

326. Die Kraftomnibusfrage in Holland. Nach einem Vortrage von H. Sirks, Rotterdam. Von Dr. Overmann, Altona. Für den Fernverkehr und den weiteren Nachbarortsverkehr kommen in Holland Autobusse nicht in Frage, wohl aber eignen sie sich für den Stadtverkehr und den näheren Vorortverkehr. Der Autobusverkehr muß an Konzessionen gebunden werden, die im allgemeinen nicht für eine einzelne Linie, sondern für ein ganzes Netz verliehen werden muß, und deren Bedingungen denen anderer Verkehrsunternehmungen entsprechen. Ergibt sich ein Wettbewerb mit Straßen- und Kleinbahnen, so müssen nach Möglichkeit beide Unternehmungen gemischt-wirtschaftlich zusammengefaßt werden.

327. Das Kraftfahrwesen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Nierhoff, Dortmund. Verkehrst. Woche 1925, Heft 9, S. 108—113 m. 15 Abb. Die Entwicklung des Verkehrs in den Vereinigten Staaten, Zahl und Verbreitung der Kraftwagen, der Einfluß des Kraftwagens auf die wirtschaftlichen Verhältnisse des Landes, Verkehrsprobleme; als Schluß wird die Frage allgemein beantwortet: Welche Lehren können andere Länder aus dem amerikanischen Kraftwagenwesen ziehen?

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

— — —

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

328. Schweißen und Schneiden. Mitteilungen a. d. Materialprüfungsanstalt d. T. H. Stuttgart. Von R. Baumann, Stuttgart. Beton u. Eisen 1925, S. 62—64 m. 10 Abb. Es wird auf die große Bedeutung einer guten Schweißung bzw. einer bewährten Hand hingewiesen und die einzelnen Schweißverfahren besprochen, von denen auch die autogene Schweißung eine gute Kenntnis der Wärmebehandlung des Eisens erfordert. Hinsichtlich des Schneidens wird auf den Brennerschnitt in Flußeisen eingegangen und vor dem schädigenden Einfluß des Kohlenstoffgehaltes gewarnt. Besonders der in der Einführung begriffene Baustahl ist daher weit vorsichtiger zu behandeln als das bisher übliche weiche Flußeisen.

329. Das Eisen-Kohlenstoff-Diagramm und die wichtigsten Gefügebestandteile der Kohlenstoffstähle. Nach den Beratungen des Werkstoffausschusses zusammengestellt und gemeinverständlich erläutert. Von Dr.-Ing. K. Daeves, Düsseldorf. Stahl und Eisen 1925, Nr. 12, S. 427—434 m. 20 Abb. Haltepunkte. Bedeutung der Linien und Punkte des Diagrammes. Veränderung bei sehr rascher Abkühlung und Härtung. Vereinheitlichte Buchstabenbezeichnung. Erläuterung und einheitliche Definition der Gefügebestandteile. Bedeutung des Diagramms.

330. Einwirkung von Wasser und Salzlösungen auf den Tonerdezement. Von Dr. Haegermann u. Dr. Hart, Karlshorst. Zement, 1925, Nr. 10, S. 204—206. Tonerdezement in destilliertem Wasser stark löslich. In Leitungswasser gehen nur Spuren Tonerde in Lösung. In sehr verdünnten Kalklösungen findet teilweise Lösung des Tonerdezementes statt. Bei stärkerer Lösung Bildung von Hydroaluminaten. In Gips, Magnesiumsulfat, Magnesiumchlorid und Meerwasser wird Tonerdezement wenig beeinflußt. In Alkalisalzlösungen, besonders Soda, ist mit Angriff des Tonerdezements zu rechnen. Zuckerlösung verlängert die Abbindezeit.

331. Erhärtungsbeginn und Bindezeit verschiedener Zemente bei niederer Temperatur ohne und mit Chlorcalcium. Von Otto Graf. Zement 1925, Nr. 10, S. 213—214 mit 2 Tab. Besonders beachtenswert erscheint, daß die Veränderlichkeit der Bindezeit bei Anwendung derselben Zusatzmengen sehr verschieden ausfällt, so daß es sich als erforderlich erweist, die Größe des Chlorcalciumzusatzes für jeden Zement besonders festzustellen.

332. Der hochwertige Spezialportlandzement und Beton. Von Oberbaurat Spindel, Innsbruck. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1925, Heft 9/10, S. 70—76 m. 4 Abb. Entstehung, Verwertung, technische und wirtschaftliche Bedeutung. Es werden die bei Verwendung hochwertiger Spezialportlandzemente im Materialprüfungslaboratorium der Bundesbahndirektion Innsbruck ausgeführten Versuche und deren Ergebnisse behandelt.

333. Über den Einfluß hochwertiger Bindemittel auf Beton. Nach einem Vortrag gehalten von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel, Siegkreis, auf der Hauptversammlung d. Bundes d. dtsch. Zementwaren- und Kunststeinindustrie am 4. III. 1925, Leipzig. Baumarkt 1925, Nr. 12, S. 281—282. Vortragender behandelt die hochwertigen Zemente und die für die Zementwaren- und Betonwerksteinindustrie aus ihnen erwachsenden Vorteile. Besondere Eignung für Bauten mit sehr kurzer Bauzeit. Einfluß auf die Festigkeiten. Infolge der beträchtlichen Wärmeentwicklung beim Abbinden von Schmelzzement, Betonieren bei kaltem Wetter bzw. Frost im allgemeinen möglich. Erhöhte Wasserdichtigkeit, hohe Widerstandsfähigkeit gegen sulfathaltige Wässer.

Baumaschinen und Förderanlagen.

334. Winke für die Zementwaren- und Betonwerksteinindustrie. Von Prof. Dr.-Ing. Probst. Tonind.-Ztg. 1925, Nr. 18, S. 268—269 m. 3 Abb. Die Ausführungen behandeln das Sondergebiet der Beton- und Mörtelmaschinen, von denen auf dem Gebiete der Rührmischer die Anwendung des Gegenstromverfahrens als einer der neuesten Fortschritte für die Betonbereitung anzusehen ist. Im besonderen geht Verfasser auf den Gegenstromschnellmischer Patent Eirich und die Sandslinger-Schleuderformmaschine Bauart Graue mit Gelenkarm, Schüttelsieb und selbsttätiger Zuführung ein.

335. Das Torkret-Betonspritz-Verfahren und seine Anwendung. Von Dipl.-Ing. Gutmann, Berlin. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch. Vereins 1925, Heft 9/10, S. 76—80 m. 7 Abb. Es werden die maschinellen Einrichtungen, die Arbeitsweise, der Anwendungsbereich, die Vorteile, Versuchsergebnisse an Versuchskörpern, sowie Beispiele ausgeführter Betonspritzarbeiten beschrieben.

Statik und Festigkeitslehre.

336. Über Zahlenwerte der Kohäsion beim Erddruck. Von Dipl.-Ing. H. Knoke, Dresden. Bautechnik 1925, Heft 11, S. 120 bis 121 m. 8 Abb. Unter Bezugnahme auf die Ausführungen von Dr.-Ing. Krey in gleicher Zeitschrift 1924, Heft 40 über „Widerstandsfähigkeit des Untergrundes und der Einfluß der Kohäsion beim Erddruck und Erdwiderstand" ermittelt Verfasser, ausgehend von der Gleichgewichtsbedingung für jede mögliche Gleitfläche bei beliebig gegen die Lotrechte geneigter, freistehender Erdwand, sowie bei gleichzeitigem Einfluß von Reibung und Kohäsion, Zahlenwerte der Kohäsion für verschiedene Materialien, wobei gleichzeitig die Auswertung von eigens in der Natur gemachten Beobachtungen zugrunde liegt.

337. Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken. Nach d. Aufs. i. Zentralbl. d. Bauverw. 1922, S. 83 v. Dr.-Ing. Kommerell, Berlin, mit einer Erweiterung für schiefe Gleislagen und schiefe Brücken von Bruno Schulz, Berlin-Grunewald. Bautechnik 1925, Heft 12, S. 169—176 m. 19 Abb. Verfasser entwickelt für Eisenbahnbrücken in Krümmungen Formeln, aus denen für jeden beliebigen Querschnitt x berechnet werden können: sowohl die infolge der Fliehkraft vom wagerechten Windverbande als auch die von beiden Hauptträgern aufzunehmenden Biegungsmomente und Querkräfte, herrührend von der Verkehrslast und der Fliehkraft. Im Anhang werden die als Gurte des oberen Windverbandes dienenden Obergurte einer Fachwerkdeckbrücke untersucht, und zwar einmal mit Berücksichtigung, zum anderen ohne Berücksichtigung eines außermittigen Kraftangriffes.

338. Knickprobleme von Stäben ungleichen Querschnittes. Von Dr. L. Holzer, Brünn. H. D. I. 1925, Heft 3, S. 91—94. Der zur Knickberechnung herangezogene Stab, in Gestalt eines Pyramiden- oder Kegelstumpfes, ist einmal auf Spitzen gelagert und nicht eingespannt, zum andern einseitig eingespannt, am anderen Ende frei drehbar befestigt. Anschließend wird der Balken in Gestalt eines Prismas untersucht, dessen Grundfläche ein gleichschenkliges Trapez ist, dessen Schenkel sehr viel länger als die Grundlinien sind.

339. Vergleichende Zug-, Druck-, Dreh- und Walzversuche. Von Ludwik und Scheu, Wien. Mittlg. a. d. Technischen Versuchsanstalt d. T. H. Wien. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 11, S. 373—381 m. 8 Abb. Beziehungen zwischen Zug- und Druckdiagramm. Bestimmung der Fließkurve aus dem Torsionsdiagramm. Vergleichende Zug- und Druckversuche mit Kupfer. Einfluß der Druckflächenreibung. Verdrehungsversuche mit Kupfer. Beziehungen zwischen dem Torsionsdiagramm und dem Zug- oder Druckdiagramm. Arbeitsverbrauch beim Kalt- und Warmwalzen.

340. Über Biegungsschwingungen von Dampfturbinenlaufrädern. Von Dipl.-Ing. Oehler, Kiel. V. D. I. 1925, Nr. 11, S. 335—340 m. 20 Abb. Die Vorgänge der Flatterschwingungen werden beschrieben; das Rechnungsverfahren wird im Anschluß an die Arbeit von Stodola (Schweiz. Bauztg., Band 63, S. 251ff. sowie in „Dampf- und Gasturbine") für trapezförmige Scheibenprofile mit Kranz und Nabe entwickelt. Versuche an ruhenden Scheiben werden erörtert und die Übereinstimmung von Rechnung und Versuch gezeigt.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

341. Wettbewerb für die Brigitta-Brücke über den Donaukanal in Wien. Von Dr. u. Dr.-Ing. e. h. Emperger, Wien. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 64—69 u. 11 Abb. Nach einer Besprechung der allgemeinen Ausschreibungsbedingungen wird das Ergebnis der Ausschreibung mitgeteilt, und die fünf Eisen-, besonders die 4 Eisenbetonentwürfe in der Folge behandelt. Der Eisenbeton hat sich in allen Konstruktionsformen bereits in den ersten Kosten dem Eisen gegenüber als wirtschaftlich überlegen erwiesen, wenngleich die Stadt, wegen ihrer vermeintlichen Voreingenommenheit gegen Eisenbeton, den Entwurf III in Eisen zur Ausführung bestimmte.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

342. Die neue Brücke von Beaumont-sur-Oise. Von M. Malet. Le Ciment 1925, Nr. 1, S. 10—14 m. 9 Abb. Die alte Brücke ist zweimal, 1870 und 1914 zur Behinderung des Vormarsches deutscher Truppen, gesprengt worden. Die neue, 1924 errichtete Brücke stellt eine Dreigelenkbogenbrücke in Eisenbeton mit angehängter Fahrbahn dar, an die sich an der einen Seite das stehengebliebene Gewölbemauerwerk, auf der anderen eine Eisenbetonbalkenbrücke anschließen.

e) Eiserne Brücken.

343. Unterhaltung von eisernen Brücken über Eisenbahnen mit starker Zugfolge. Von de Conty. Le Genie Civil 1925, Nr. 9, S. 207—211 m. 4 Abb. Es handelt sich um eine Verhütung von Angriffen durch Rauchgase. Die chemische Einwirkung wird näher erörtert und anschließend Maßnahmen zur Verhütung des zerstörenden Einflusses aufgezählt; und zwar werden besonders die Wirkungen von geeigneten Anstrichen, sowie von Rauchschutzvorrichtungen verglichen.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

344. Ausführung von Silobauten unter Verwendung hochwertigen Zementes. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Hielmann, Münster i. W. Zement 1925, Nr. 10, S. 226—229 m. 7 Abb. Vortrag des Verfassers, gehalten anläßlich der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. S. Bericht Bauing. Heft 6.

Gründungsarbeiten.

345. Grubensichere Gründung von Wasserbehältern. Von Ing. Lerche, Saarbrücken. Beton u. Eisen 1925, Heft 5, S. 89—91 m. 8 Abb. Wiedergabe der Berechnungen für zwei Fundamente für Eisenbeton-Wasserbehälter. Gewöhnliche Beanspruchung ohne Rücksicht auf Senkungen. Einfluß von Einzellasten, von Senkungen. Unsymmetrischer Belastungszustand.

346. Anwendung von transportierbaren Eisenbetoncaissons beim Bau des festen Wehres für das Wolchow-Kraftwerk. Von Ing. Laupmann, Leningrad. Beton u. Eisen 1925, Heft 5, S. 81—84 m. 9 Abb. In der Fortsetzung (aus Heft 3) werden zunächst die Torsionsbeanspruchungen der Caissons ermittelt; es folgen Angaben über den Materialaufwand, die Beschreibung der Bauausführung, des Transportes und Absenkens der Caissons.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

347. Die wirtschaftlichen Grundlagen für Wasserkraftunternehmungen. Von Prof. H. Heiser, Dresden. Deutsche Wasserwirtschaft 1925, Nr. 2, S. 39—45 m. 2 Abb. Fortsetzung. Zweckmäßige Finanzierung von Wasserkraftanlagen, gemeinwirtschaftliche Unternehmungen, Beteiligung öffentlichrechtlicher Verbände. Schnelle und wirtschaftliche Entwicklung des Unternehmens, dazu Aufstellung eines bestimmten Wirtschaftsplanes von vornherein erforderlich. Wirtschaftlichkeit in Verwaltung, Betrieb und Unterhaltung, günstiger Ausgleich zwischen den Jahreseinnahmen aus dem Verschleiß der erzeugten elektrischen Arbeit und den Aufwendungen zur Begleichung der festen Jahreskosten und der Betriebskosten. Öffentliche Abgaben und Steuern. Am Schluß folgt eine Übersicht über die Einzelfragen für die Planung von Wasserkraftunternehmungen nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten.

348. Die Wasserkräfte der Erde. Von Min.-Rat van Heys. Deutsche Wasserwirtschaft 1925, Nr. 2, S. 25—33. 1. Fortsetzung. Zusammenstellung über die Stromerzeugung einiger größerer schweizerischer Elektrizitätswerke; die Wasserwirtschaft in Spanien, Frankreich, Belgien, Holland, England, Dänemark, Norwegen und Schweden.

349. Die Form des Grundwasserspiegels in der Nähe einer Entwässerungsleitung während des Regens. Von Zivil-Ing. Frey Samsioe, Stockholm. Gas- und Wasserfach 1925, Nr. 11, S. 165—166 m. 1 Abb. Die bisherigen Ermittelungen des Verfassers zur Bestimmung der Form des Grundwasserspiegels bei genannten Einflüssen werden vereinfacht, indem der hypothetische Fall, daß eine einzige Entwässerungsleitung in dem nach beiden Seiten der Leitung ins Unendliche sich erstreckenden Boden liege, mathematisch behandelt wird.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

350. Die Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg und die dabei angewandten Bauweisen. Von Baurat A. Schneider, Vorst. d. Wasserbaubez. Straßburg, Herrenalb, Württ. Bautechnik 1925, Heft 12, S. 129—141 m. 11 Abb. Verfasser behandelt in der Hauptsache die in den Jahren 1907—19 nach den Plänen des badischen Oberbaudirektors Honsell und des elsaß-lothringischen Wasserbaudirektors Willgerodt durchgeführte Regulierung der Stromstrecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg, nachdem er einführend die mit dieser organisch und kausal zusammenhängende, von dem badischen Wasserbaudirektor Tulla noch im vorigen Jahrhundert ausgeführte Stromkorrektion erörtert.

351. Die Regulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel mit einer kurzen Beschreibung der Regulierung unterhalb Straßburg. Von Oberbaurat Spieß, Karlsruhe. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 2, S. 33—39 m. 7 Abb. Die Entwicklung der Rheinschiffahrt oberhalb Mannheim in den letzten 50 Jahren; Regulierung Sondernheim—Straßburg, die Arbeitsweise, die Bauwerke und ihre Wirkung auf das Fahrwasser sind in guten Bildern veranschaulicht.

352. Die mechanische Speisung der oberen Haltungen des südlichen Laufes des Rhein-Rhone-Kanals. Von Ch. Dantin. Le Génie Civil 1925, Nr. 7, S. 158—163 m. 13 Abb. Beschreibung einer Pumpspeicheranlage. Berechnung der Betriebsdauer innerhalb einer Haltung im Verhältnis zum Schiffsverkehr.

353. Die Beziehungen des Hansakanals zu den Eisenbahnen und den Hansestädten. Von Strombaudirektor Plate-Bremen. Verkehrstechn. Woche, 1925, Heft 10, S. 138—142. Verfasser nimmt Bezug auf die von Reg.-Baurat Richard, Rotenburg, Hannover, in Heft 26 u. 40 Jahrg. 1924 dieser Zeitschrift veröffentlichten Ausführungen über den Hansa-Kanal, begründet und fordert eine baldige Verwirklichung des Kanalprojektes, dessen Trace vom Verfasser eingehend erörtert wird. Es folgt eine Erwiderung von Richard.

354. Der Ausbau der Basler Rheinhafenanlagen. Schweiz. Bauzeitung 1925, Nr. 11, S. 143—148 m. 10 Abb. u. 1 Übersichtsplan. Ausbau des Rheinhafens Kleinhüningen; Vertiefung der Hafeneinfahrt und des Hafenbeckens. Der Klybeck-Quai und Hafenbahnhof. Einfluß des Rückstaues von Kembs.

355. Der Straßburger Hafen und die Erweiterungsbauten. Von Emile Rabut, Le Ciment 1925, Nr. 1, S. 2—9, Nr. 2, S. 51—57 m. 11 Abb. Die geschichtliche Entwicklung des Hafens, im besonderen die Erweiterung seit Kriegsende. Der wirtschaftliche Wert der Erweiterung. Beschreibung der technischen Maßnahmen, Hafenbecken, Ausrüstung, Hafenbahnen. Bauvorgang. Kostenangaben.

656. Riesa als Elbumschlaghafen und die Tarifpolitik der Sächsischen Staatseisenbahn. Von Dr. Stark. Archiv f. Eisenbahnwesen 1925, Nr. 2, S. 285—324 m. 3 Karten. Die Ursachen der Entstehung des Elbehafens Riesa und die Wesenszüge seines Umschlagverkehrs. Die Verkehrsrelationen und Wettbewerbsverhältnisse von Riesa vor und seit dem Jahre 1922. Die Tarifpolitik der Sächsischen Staatseisenbahn für den Elbumschlagverkehr. Die Grundlagen und Umrisse der sächsischen Tarifpolitik. Die Tarifpolitik für den Elbumschlagverkehr Riesa. Die Grundlagen für die Tarifpolitik für den Risaer Elbumschlagverkehr von 1906 an.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

357. Beitrag zur Abfuhrberechnung von Streichwehren. Von Ing. O. Herz, Bandoeng, Java. Schluß von Heft 4, S. 627. Wasserkraft 1925, Heft 6, S. 99—101. In der Fortsetzung behandelt Verfasser die Berechnung der notwendigen Streichwehrlänge im Vergleich zu den Berechnungsmethoden von Forchheimer, Engels und Schafferneck; es folgt die Ausführung über das schiefe Streichwehr.

358. Eine neue Kleinwasserkraftanlage. Von Ing. C. Reindl, München. Wasserkraft 1925, Nr. 6, S. 95—99 m. 6 Abb. Zwecks Vermeidung unverhältnismäßig hoher Stromkosten für entlegene Ortsteile, Einzelhöfe, Eigen-Stromerzeugungsanlagen, deren Wirtschaftlichkeit rechnerisch ermittelt wird. Wiedergabe einer den geforderten Ansprüchen gerecht werdenden Kleinstwasserkraftanlagen nach den Patenten vom Verfasser und Prof. Petersen. Spiralturbine mit einem je nach Gefälle von 3,5 m aufwärts gewählten, auswechselbaren Propellerlaufrad. Nähere Konstruktionsbeschreibung.

359. Die neuere Entwicklung des österreichischen Wasserkraftmaschinenbaues. Von Ing. Dr. Kreitner, St. Pölten. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-V. 1925, Heft 9/10, S. 65—70 m. 13 Abb. Verfasser behandelt die im Hinblick auf die Aggregatgröße, das Nutzgefälle und die Schnelläufigkeit gemachten Fortschritte; er unterscheidet dabei drei Anlagetypen, Bahnkraftwerke, Überlandzentralen und Industrieanlagen.

360. Die experimentelle Forschung im Wasserkraftfach. Von Prof. Dr.-Ing. Thoma, München. V. D. I. 1925, Nr. 11, S. 329—334 m. 9 Abb. Entwicklung des Versuchswesens in Deutschland. Verfahren der Forschung. Prinzip der Superposition kleiner Variationen. Die Schaufelflächen können durch Gleichungen mit Parametern dargestellt werden. Dimensionslose Koeffizienten zur Darstellung der Versuchsergebnisse. Einige Ergebnisse bei Propellerturbinen; bei großen Turbinen sind Wirkungsgrade von gut über 90 v. H. bei hoher spezifischer Winkelgeschwindigkeit erreichbar. Das Problem der Kavitation; das Ähnlichkeitsgesetz der Kavitation. Hydrotechnische Modellversuche mit Bauwerken. Fortschritt der theoretischen und experimentellen Verfahren.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

361. Die Untergrund-Meßhalle Markt in Leipzig. Industriebau 1925, Heft 11, S. 43—50 m. 16 Abb. Nach einleitenden Angaben über die Bauausführung und in deren Zusammenhang über einzelne Baudaten, wird der Auszug aus der statischen Berechnung mit den Belastungsangaben wiedergegeben.

362. Die Entlüftung des Königstuhltunnels in Heidelberg. Ihr Entwurf und Bau und ein Vorschlag zu ihrer Verbesserung. Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe. Bautechnik 1925, Heft 12, S. 152—159 m. 14 Abb. Die für beide Fahrtrichtungen im Tunnel erforderlichen Haupt- und Vorsignale, die Rücksicht auf Angriffe von Rauchgasen auf den eisernen Oberbau, sowie auf die im Tunnel vor den Signalen zeitweise haltenden Personenzüge und gelegentlich arbeitenden Rottenarbeiter hatten eine künstliche Entlüftung in dem im Ostteile S-förmig gekrümmten Tunnel erforderlich gemacht. In seinen Ausführungen behandelt Verfasser eingehend die bestehende Anlage; im besonderen die Schachtröhre, die Schachtmündungen, die Maschinenanlage, die Leistung der Anlage, Luftbeobachtungen, den künstlichen Zug im Tunnel, den Einfluß des Windes und Verbesserungsvorschläge für die unzulänglich arbeitenden Anlagen.

363. Der Bau des Geertunnels im Maastale bei Visé 1915—1916. Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe. Bautechnik 1925, Heft 12, S. 160—168 m. 11 Abb. Beschreibung des von der deutschen Heeresleitung zweigleisig und nach Friedensgrundsätzen erbauten Tunnels, dessen Ausführung besonders wegen der ungewöhnlich kurzen Bauzeit von 16 Monaten bei einer Tunnellänge von 1640 m beachtenswert ist. In der Folge werden u. a. behandelt die geologischen Verhältnisse, die der wechselnden Gebirgsbeschaffenheit entsprechenden 4 Tunnel-Normalquerschnitte, die Baustelleneinrichtung im Geer- und im Maastale, der Stollenvortrieb, der Vollausbruch nach der neuzeitlichen österreichischen Bauweise, der Mauerungsbetrieb, die Tunnelentlüftung, Portale, die Arbeitsleistungen, Bauorganisation, Materialverbrauch, Kostenberechnungen.

Straßenbau.

364. Nordamerikanische Automobilversuchsstraßen. Zement 1925, Nr. 10, S. 234—238 m. 11 Abb. Verfasser wendet sich zunächst gegen die bedenkliche Zersplitterung in der Forschung des Betonstraßenbaues in Deutschland und verweist mit Nachdruck auf die Bedeutung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau hin. Anschließend wird eine Reihe von nordamerikanischen Versuchsstraßen hinsichtlich ihrer Anlage und ihren Ergebnissen einer näheren Betrachtung unterzogen.

Eisenbahnbau und -betrieb.

365. Anlagen der Heizung, Lüftung sowie Be- und Entwässerung am Bahnhof Friedrichstraße in Berlin. Von Reg-Baurat Brodführer, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 12, S. 142—151 m. 12 Abb. Beschreibung der äußerst umfangreichen Anlagen, die insofern besonders bemerkenswert sind, als die Planung und Ausführung mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden waren, da die neuen Systeme größtenteils in ein bestehendes altes Bauwerk eingefügt wurden und ferner das Gebäude dauernd in Benutzung bleiben mußte.

366. Zur Leistung von Streckengleisen und Bahnsteiggleisen. Von Geh. Rat Prof. Dr.-Ing. W. Cauer, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 10, S. 133—137, Heft 11, S. 149—154 m. 7 Abb. Um die bei Projektierung neuer Bahnanlagen erforderlichen Ausdehnungsverhältnisse, besonders auch mit Rücksicht auf die in absehbarer Zeit zu erwartende Erweiterung näher bestimmen zu können, ist die Kenntnis der Leistung von Streckengleisen und Bahnsteiggleisen als sichere Grundlage erwünscht. Nach einleitender Behandlung der bei jeder Knickanlage zu beachtenden wichtigen Regeln der Kunst, geht Verfasser zunächst auf die Leistung der Streckengleise ein, behandelt anschließend das grundsätzliche Verhältnis der Bahnsteiggleise zu den Streckengleisen, die Leistung der Bahnsteiggleise auf Bahnhöfen in Durchgangsform, wobei er unterscheidet Zwischen-, und End-, Trennungs-Kreuzungsbahnhof einer zweigleisigen Bahn und Bahnhöfe in Durchgangsform, in die mehrere Bahnlinien einlaufen. Gang des Ermittelungsverfahrens und Ausführung der Ermittelung.

367. Das Einheitsstellwerk. Von Abteilungsdir. a. D. Dr.-Ing. e. h. Hentzen. Zeitschr. f. d. ges. Eisenb.-Sicherungswesen 1925, Nr. 3, S. 14—24, Nr. 4, S. 25—30 m. 16 Abb. Fortsetzung v. Jahrg. 1921, S. 115. Bei der Besprechung ist folgende Reihenfolge eingehalten, das Hauptsignal, das Vorsignal, das Gleissperrsignal, das Ablaufsignal, die ortsfeste Haltscheibe, die ortsfeste Langsamfahrscheibe, Signale für Schiebelokomotiven.

368. Vom neuen Reichsbahnoberbau. Von Reichsbahnoberrat Schneider, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 12, S. 331—334. Zweck und Gestaltung des neuen Reichsbahnoberbaues. Vergleich von Einheitsform und Versuchsform untereinander und mit dem bisherigen preußischen Oberbau. Stellung des neuen Oberbaues in der bisherigen Konstruktionsentwicklung. Offene Fragen für die fernere Gestaltung.

369. Großgüterwagen mit Selbstentladung. Verkehrstechnik 1925, Heft 11, S. 155—156 mit 3 Abb. Beschreibung des von der Firma Orenstein & Koppel A.-G. Berlin entworfenen und gebauten 50-t-Großgüterwagens mit Selbstentladung, mit denen seitens der Reichsbahn Versuche mit günstigem Verlauf angestellt worden sind.

370. Die Eisenbahnen im österreichischen Bundesvoranschlag 1925. Von Min.-Rat Dr. Rottleuthner. Ztg. d. V. Dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 12, S. 334—337. Gegenüber dem Vorjahre stellt der Voranschlag 1925 für die Eisenbahnen in allen Unterteilungen geringere Ansprüche an die Bundesfinanzen.

371. Die japanischen Eisenbahnen im Rechnungsjahr 1922/23. Von Geheimrat Baltzer, Berlin-Wilmersdorf. Bautechnik 1925, Heft 11, S. 122—123. Kurzer Bericht über die Staatseisenbahnen und die privaten Nebenbahnen. Erstere weisen Betriebsergebnisse auf, die im Gegensatz zu denen der Vorjahre eine geradezu glänzende Wendung zum Besseren bedeuten.

372. Neue Eisenbahnpläne von Rhodesien. Von Geheimrat Baltzer, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 11, S. 154—155 m. 1 Abb. Einige, in letzter Zeit wieder aufgenommene und neuentstandene Eisenbahnpläne in Rhodesien zur Förderung des hochwertigen Ausfuhrverkehrs Mittelafrikas nach den Küsten des afrikanischen Festlandes werden näher behandelt. West-Nicholson—Messina; Zusammenschluß der Bahnen von Südrhodesien und Transvaal. Bahnverbindung von Rhodesien und der Walfischbucht. Die Abkürzungslinie Sinoia—Kafue im Zuge der Verkehrsstraße Katanga—Beira. Die Abkürzungsstrecke Odzi—Umvuma in der Linie Beira—Bulawayo.

373. Die elektrischen Lokomotiven, der Meßwagen und die Streckenausrüstung auf der Eisenbahntechnischen Ausstellung in Seddin. Von Reichsbahnoberrat Rechenbach. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 5, S. 89—95 m. 18 Abb. Verfasser gibt eine Zusammenstellung der von der Deutschen Reichsbahn im Verein mit den Lokomotivbauanstalten in einer Reihe von acht verschiedenen Ausführungsformen ausgestellten elektrischen Lokomotiven, die für den Vollbahnbetrieb mit Einphasenwechselstrom von 15000 Volt Fahrdrahtspannung bestimmt sind und bespricht das Wesentliche der einzelnen Bauarten. Im Anschluß daran folgt die Beschreibung des zur wissenschaftlichen Untersuchung der Lokomotiven hergestellten Meßwagens, ferner der elektrischen Lokomotiven für Industriebahnen, wie sie auf Anschlußgleisen industrieller Unternehmungen und für Hafenbahnen Verwendung finden, und zum Schluß die von den Siemens-Schuckert-Werken für den Betrieb mit Einphasen-Wechselstrom ausgestellte Streckenausrüstung.

374. Die Dampf-, Öl- und Druckluftlokomotiven auf der Eisenbahntechnischen Ausstellung in Seddin. Von O.-Reg.-Baurat a. D. Wagner, M. d. Eisenb.-Zentralamtes. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 5, S. 84—89 m. 5 Abb. Fortsetzung. Anschließend werden die sechs ausgestellten regelspurigen Güterzuglokomotiven zusammengestellt und behandelt, sowie ihre Hauptabmessungen wiedergegeben.

375. Die erste Diesel-elektrische Vollbahn-Güterzuglokomotive, erbaut 1924 unter der Leitung von Professor G. Lomonosoff, Moskau. Von G. Lotter, München. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 5, S. 77—82 m. 11 Abb. Die Ausführungen geben auszugsweise, aus dem Buche „Die Diesel-elektrische Lokomotive" von Prof. Lomonosoff, eine Beschreibung dieser den Ansprüchen eines schweren Güterverkehrs genügenden Maschine der Russischen Staatsbahnen; es schließen sich an Mitteilungen über Organisation und Durchführung der mit ihr angestellten Versuche, welche die Leistungsfähigkeit, Wirtschaftlichkeit und die Zweckmäßigkeit der Bauart der Lokomotive und ihrer Einzelteile feststellen sollten.

376. Vergleichsversuche zwischen der russischen Diesel-elektrischen Lokomotive und der russischen E-Heißdampflokomotive auf dem Prüfstand in Eßlingen. Von Reichsbahnoberrat Dr. Uebelacker. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 5, S. 82—84 m. 1 Zusammenstellung. Als Versuchsergebnis wird mitgeteilt, daß zwar die Verbrauchszahlen der Dampflokomotive und ihr thermischer Wirkungsgrad als hervorragend bezeichnet werden konnte, zumal es sich um eine Zwillingsmaschine ohne Speisewasservorwärmung handelte, daß ferner der hohe Wirkungsgrad auf die Ölfeuerung zurückzuführen ist, daß aber der Verbrauch der Diesellokomotive nur etwa ein Drittel des Verbrauchs der Dampflokomotive beträgt.

377. Staat und Eisenbahnwesen in Britisch-Indien. Von Hauptm. a. D. Voigt. Archiv f. Eisenbahnwes. 1925, Heft 2, S. 247—284 m. 2 Karten u. 4 Abb. Die Gestaltung des Netzes, Bauorganisationen und Eigentumsverhältnisse, I. Periode der Garantiegesellschaften, II. Periode Bahnbau durch den Staat, III. Periode Nebeneinander von Staatsbahnsystem und verschiedenen Gesellschaftsformen.

378. Die Eisenbahntarife außerdeutscher Länder im Dienst der nationalen Volkswirtschaft. Von Dr. Woltering. Archiv f. Eisenbahnwes. 1925, Nr. 2, S. 325—344. Schluß. Italien, Spanien, Schweiz, Österreich, Ungarn, Tschechoslowakei, Polen, Rumänien und Bulgarien, Südslawien, Rußland, Schweden, Dänemark uud Norwegen, Litauen, Lettland, Estland.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

379. Beton- und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Von Geheimrat Otzen, Hannover. Zement 1925, Nr. 10, S. 230—233 m. 9 Abb. Fortsetzung. Kurze Behandlung des Anwendungsgebietes der Wegeübergänge, Unter- und Überführungen von Wegen und Eisenbahnen, Durchlässe und Brücken.

380. Vergleichsuntersuchungen an Beton und Eisenbeton unter Verwendung von hochwertigem und gewöhnlichem Portlandzement. Von Prof. Dr. Ing. Probst, Karlsruhe. Zement 1925, Nr. 10, S. 223—226 m. 3 Tab. u. 5 Abb. Verfasser gibt die Anordnung und die Ergebnisse seiner Versuche wieder, die letzten Endes der Beantwortung der Fragen dienten, welche bisherigen Voraussetzungen bei der Verwendung von Portlandzement im Beton- und Eisenbetonbau durch die Einführung des hochwertigen Zementes beeinflußt werden und welche Folgerungen auf Grund der geänderten Voraussetzungen bei seiner Anwendung in einem Bauwerk zu ziehen sind.

381. Verwendung von hochwertigem Zement bei der Herstellung eines Fabrikgebäudes. Von Obering. Dipl.-Ing. Münz, Berlin. Beton u. Eisen 1925, Heft 5, S. 84. Kurzer Bericht über die Ausführung einer von der A.-G. für Beton- und Monierbau ausgeführten, zweigeschossigen Eisenbetonfachwerkbaues in 38 Arbeitstagen.

382. Die neuen Eisenbetonbestimmungen und die Verhütung von Bauunfällen. Von Min.-Rat Dr. Friedrich, Berlin. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 70—72. In den Ausführungen wird die Frage der Verhütung von Bauunfällen, soweit sie in den neuesten Bestimmungen zum besonderen Ausdruck kommt, eingehender untersucht werden. § 4 der Bestimmungen über die Verantwortlichkeit und die Person des Bauleiters. § 10 Vorschrift über die Herstellung von Schalungen, § 11 über die Schalungsfristen und Ausschalung sowie § 13 über die Anzeigepflicht an die Baupolizeibehörde. Von den erhöhten Anfangsfestigkeiten und dem abgekürzten Abbindeprozeß bei Verwendung hochwertigen Zementes wird eine Verminderung der Gefahrenmomente erwartet.

383. Die Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen. Von Min.-Rat Dr. Ing. Ellerbeek, Berlin. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 69—70. Verfasser weist kurz auf einige der wesentlichsten Änderungen des neuen Entwurfs gegenüber den bestehenden Bestimmungen hin. Würfelfestigkeit an erdfeucht hergestellten Probewürfeln im Alter von 28 Tagen; $W_{28\ min} = 200\ kg/m^3$. Unzulässig sind Mischungen mit weniger als 300 kg Zement auf 1 m³ fertigen Betons im Bauwerk. Verkehr mit „hochwertigen Zementen". Baustahl 48. Ermittelung der Angriffsmomente durchlaufender Platten und Balken. Kreuzweise bewehrte Platten. Pilzdecken werden nach Marcus berechnet. Bei Berechnung von Stutzen auf Knickung werden sogenannte ω-Werte eingeführt.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

384. Eine verkehrstechnische und städtebauliche Studie im Anschluß an den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin. Von Dr.-Ing. Herbst, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 11, S. 117—119 m. 2 Abb. Anknüpfend an die Berichte der Mag.-Bauräte Cornelius und La Baume über die bei dem bemerkenswerten Bauwerk aufgetretenen erheblichen Schwierigkeiten, behandelt Verfasser die den getroffenen Maßnahmen zugrunde gelegenen Erwägungen, die straßenverkehrstechnischen und ästhetischen, teilweise auch die wirtschaftlichen Rücksichten, die den Belangen des Schiffsverkehrs gegenüber in den Vordergrund getreten waren; diesem Standpunkte, der in diesem Falle eine Einschränkung der Bewegungsfreiheit der Schiffahrt zur Folge hatte, tritt Verfasser in längerer Ausführung entgegen und zwar ganz allgemein im Hinblick auf eine gesunde weitsichtige Wasser- und Verkehrswirtschaft.

385. Verkehrshilfe für Fußgänger in Amerika. Von Dr.-Ing. Gläsel. Verkehrstechnik 1925, Heft 11, S. 138—139 m. 5 Abb. Es werden kurz die Maßnahmen beschrieben, die besonders in Chicago als Abhilfe gegen die Verkehrsnöte der Fußgänger vorgeschlagen worden sind; so die Untertunnelung von Straßenzügen, die Anlage von Hochgangbahnen für die Fußgänger, besonderer Untergangbahnen, Verlegung der Straßenbahnen als Unterpflasterbahnen, die Anlage von Laubengängen und die Schaffung von Passagen.

386. Verkehrsregelung und Verkehrswünsche in London. Von Geheimrat Wernekke, Berlin-Zehlendorf, Verkehrstechnik 1925, Heft 11, S. 131—133. Es wird über beabsichtigte Maßnahmen zur Verbesserung des Londoner Straßenverkehrs berichtet. Dazu gehört auch die Schaffung verbesserter Verbindungen zwischen den durch die Themse getrennten Stadtteilen.

387. Entwicklung des öffentlichen Fernheizbetriebes. Von Dr.-Ing. Ruhberg, Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 21, Stadt und Siedlung, Nr. 6, S. 41—44 m. 7 Abb. Nach einer eingehenden Beschreibung des Hamburger Fernheizwerkes, dessen Anlage nach dem Kriege eine erhebliche Erweiterung erfahren hat und mit großem Erfolge staatliche und private Gebäude beheizt hat, werden allgemeine Richtlinien für die großzügige Lösung des Wärmewirtschaftsproblems in den Städten entwickelt.

388. Die Wasserversorgung der Universitätsstadt Jena. Von Regbmstr. Firnhaber, Jena. Die Bauzeitung (süddtsch. Bztg.) 1925, Nr. 5, S. 57—60 m. 3 Abb. Im folgenden werden die im Laufe der Jahre mit dem Zunehmen der Bevölkerung sich entwickelnden Wasserversorgungsanlagen nach ihrem zeitlichen Entstehen kurz aufgeführt: Die Mühltalquellwasserversorgung. Die Ammerbacher Wasserversorgungsanlage. Die Jenaprießnitzer Anlage. Die Ziegenhainer Anlage, ebenso wie die vorhergehenden als Quellwasserversorgungsanlage. Es folgen weitere sieben Grundwasserversorgungsanlagen; anschließend werden die zur notwendigen Erweiterung des Wasserversorgungsnetzes schwebenden Projekte angeführt bzw. die Ergebnisse der Vorarbeiten mitgeteilt.

389. Der Einfluß des Kraftfahrzeugverkehrs auf Städtebau und Siedlungswesen. Nach einer Denkschrift vom Beigeordneten Dipl.-Ing. Ehlgötz, Essen. Dtsch. Bztg. 1923, Nr. 21, Stadt u. Siedlung, Nr. 6, S. 44—48 m. 5 Abb. Gegenwärtiger Stand des Kraftfahrwesens im wirtschaftlichen Vergleich mit der Eisenbahn für Personen- und Gütertransport; die voraussichtliche Entwicklung des Kraftfahrwesens. Die amerikanischen Kraftwagenverkehrsverhältnisse werden erörtert, anschließend auch die deutschen. Es folgt die Behandlung der bebauungstechnischen Maßnahmen und gleichzeitig der allgemeinen Zusammenhänge zwischen Kraftfahrwesen und Siedlungswesen.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

390. Das Recht der Straßenbahnen in Preußen. Von Oberregierungsrat Dr. Hein. Verkehrstechnik 1925, Heft 11, S. 145 bis 148. Der Verfasser als Sachbearbeiter für das Kleinbahnwesen im Preußischen Ministerium für Handel und Gewerbe behandelt obiges Thema in einer Aufsatzreihe, die mit der Behandlung des Genehmigungsantrages und der ministeriellen Zulassungsentscheidung ihren Anfang nimmt. Als Kleinbahnen gelten nach dem Preußischen Gesetz über Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen vom 28. Juli 1892 auch Straßenbahnen; die für letztere hauptsächlich in Betracht kommenden Bestimmungen des Gesetzes werden im folgenden kurz erläutert.

391. Der Jakobs-Gelenkwagen. Von Baurat Jakobs, Berlin-Dahlem. Verkehrstechnik 1925, Heft 11, S. 129—131 m. 8 Abb. Der Jakobs-Gelenkwagen soll die schwankenden Bewegungen der Enden der Eisenbahn- und Straßenbahnwagen beseitigen. Dies geschieht dadurch, daß ein langer Wagen in mehrere Abschnitte geteilt wird und daß die gegeneinander gekehrten Enden dieser Abschnitte schmiegsam auf einem gemeinsamen Drehgestell eigentümlicher Bauart gelagert und durch Brücken und Faltenbälge miteinander verbunden werden.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

392. Die bisherige Tätigkeit des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk. Von Dr.-Ing. Heisterbergk, Crefeld. Verkehrstechnik 1925, Heft 11, S. 148—151 m. 1 Übersichtskarte. Die bisherige Tätigkeit des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk wird besprochen, dabei werden Erwägungen darüber angestellt, ob es sich empfiehlt, daß diejenigen Stadt- und Landkreise, denen bis 1. April d. J. ein Optionsrecht zusteht, von diesem Recht Gebrauch machen und vom Verfasser eingehend befürwortet.

Bauunfälle.

393. Einige Untersuchungen, die zur Klarstellung der Ursache von Bauschäden im Wasserbau beizutragen hatten. Von O. Graf, Stuttgart. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 51 bis 56 m. 3 Abb. Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart. Beobachtungen über die Wirkung von wiederholtem Gefrieren und Wiederauftauen bei wassersattem Zementmörtel und Beton. Einfluß langsamer Überflutung und Durchströmung von frischem Zementmörtel durch Wasser auf die Widerstandsfähigkeit des Mörtels, namentlich Versuche mit Zementmörtel auf Flächen, denen sogenanntes Druckwasser entströmt. Versuche mit Mörtel verschiedener Zusammensetzung.

394. Eisenbahnunfälle. Von Regsbaurat Dr. K. Günther. Darmstadt. Glasers Annalen 1925, Heft 1, S. 3—12, Heft 2, S. 21—33, Heft 3, S. 49—55 m. 19 Abb. Arten der Eisenbahnunfälle unterteilt in neun Hauptgruppen nach Stockert; Häufigkeit und Folgen der Eisenbahnunfälle; Ursachen der Eisenbahnunfälle und deren Verhütung, deren einzelne, das Verkehrsmittel, äußere Einflüsse, die Verwaltung, sowie persönliches Verschulden von Personal, Reisenden und fremden Personen, näher besprochen werden.

395. Bauunfälle und deren Vermeidung. Von Geheimrat Dr.-Ing. Möller, Braunschweig. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 60 bis 62 m. 4 Abb. Die Ausführungen bilden Besprechungen über die Ursachen von Bauunfällen von besonderem Werte und zwar handelt es sich zunächst um grobe Verstöße gegen die Bauordnung und ferner um technisch wichtige Fälle, zu denen Verfasser beratend hinzugezogen worden ist. Es sind zumeist solche Unfälle ausgewählt, die sich auf den Beton- und Eisenbetonbau beziehen. Zunächst erörtert Verfasser Verstöße gegen die Bauordnung aus älterer bis zu 25 Jahren zurückliegender Zeit, anschließend: Besonders zu behandelnde Konstruktionsteile wie Kragkonstruktionen, hohe Stirnwände an Brückengewölben, Flügelwände an Gewölbebrücken.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

396. Die Roheisenpreise im In- und Auslande seit 1900. Von Dr. Reichert, M. d. R., Geschäftsf. d. V. Dtsch. Eisen- und Stahl-Ind. Berlin, Stahl u. Eisen 1925, Nr. 11, S. 369—372 m. 2 graph. Darstllg. Die Preisentwicklung der wichtigsten in- und ausländischen Gießereiroheisensorten. Die deutsche Geldentwertung bringt die niedrigsten Preise auf den Weltmarkt. Der Roheisen-Verband hält auf maßvolle und gleichbleibende Preise. Die Hauptunterschiede der Selbstkostengrundlagen im In- und Auslande. Die französisch-lothringischen Hochöfen arbeiten am billigsten. Der Roheisen-Verband teilt Deutschland in neue Absatzgebiete und gibt Süddeutschland eine Vorzugsstellung. Die Notwendigkeit der Erhaltung der deutschen Hochofenwerke.

397. Deutsche Kohle und die Duisburg-Ruhrorter Häfen. Von Reg.- und Baurat Hoffbauer, Duisburg. Verfasser gibt kurz die Absichten über ein Verkehrserweiterungsprogramm bekannt und behandelt in dem Zusammenhang den für die Duisburg-Ruhrorter Häfen maßgebenden Weltkohlenmarkt vor und nach dem Kriege, im besonderen den Kohlenumschlag in Duisburg-Ruhrort.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

398. Deutscher Straßenbauverband. Die Vorstandssitzung am 15. Dez. 1924 in Berlin. Von Oberbaurat a. D. Cassinone. Bericht über die Vorstandssitzung.

399. Der internationale Verkehrskongreß. Von Oberbaurat a. D. Cassinone, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1925, Heft 7, S. 81—84. Die auf dem im Oktober 1921 in Paris stattgefundenen Verkehrskongreß gefaßten Beschlüsse, besonders über einheitliche Verkehrsbestimmungen und internationale Hauptdurchgangsstraßen, werden im Wortlaut wiedergegeben und kurz besprochen.

400. Neue Wege der Verkehrsorganisation im Reiche. Von Min.-Rat Busch, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 11, S. 145 bis 149. Nach einleitenden Ausführungen über den Wert und die maßgebenden Gesichtspunkte der Verkehrsorganisation werden die Richtlinien erörtert, die sich bei Betrachtung der verschiedenen Arten von Verkehrswegen — der Hauptbahnen, Neben- und Kleinbahnen, Reichspost, Straßenwesen, Wasserstraßen, Luftverkehr — für Organisation und Behandlung der Verkehrsfragen im einzelnen ergeben. Zum Schluß werden zusammenhängend die sich für die leitenden Stellen ergebenden einzelnen Aufgaben und deren Lösungen kurz angedeutet.

401. Über die Auswirkung von „Bestimmungen" auf Bauweisen im allgemeinen und über einige Erfahrungen im Verbundbau vom baupolizeilichen Standpunkt. Von Dr.-Ing. David, Berlin. Beton u. Eisen 1925, Heft 4, S. 72—77 m. 6 Abb. Verfasser geht einleitend ganz allgemein auf den Einfluß von behördlichen Bestimmungen auf irgend eine Bauweise ein, um dadurch manche Erscheinung nach der wirtschaftlichen Seite des Bauwesens hin verständlich zu machen, zumal wir anläßlich des Auftretens neuer Baustoffe vielleicht vor abermaligen Verschiebungen des wirtschaftlichen Verhältnisses der verschiedenen Bauweisen zueinander stehen. Es folgt die Behandlung des Einflusses von Bestimmungen auf die Verhütung von die öffentliche Sicherheit gefährdenden Wettbewerben.

402. Prüfung und Übung von Kranführern. Von Prof. Dr.-Ing. A. Friedrich, Karlsruhe. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 11, S. 381 bis 388 m. 12 Abb. Erkennen und Schulen von Kranführern. Fahrtechnische Beurteilung. Schätzen von Entfernungen. Schätzen und Einstellen von Höhenmaßen. Diagonalfahrt. Auffangen von Schwingungen. Schwenkprobe. Einstellen von Geschwindigkeiten. Beobachten von Geräuschen. Beurteilung des Gleichgewichtszustandes der Last. Kenntnis der Arbeitsanweisungen. Schätzen von Gewichten und Tragfähigkeiten. Verstellen von Bewegungen. Kombinieren. Durchstreichversuch. Ein bestgeschulter Kranführerstamm, kürzere Anlernzeit.

403. Versuche mit psychotechnischen Eignungsprüfungen für Ingenieurlehrlinge. Von Hildebrandt, Berlin-Tegel. Industr. Psychotechnik 1925, Heft 2, S. 42—49 m. 3 Abb. Der Anwendungsbereich der Eignungsprüfungen; bedenkliche Scheidung von höheren und niederen Berufen in psychotechnischer Hinsicht. Prüfungsverfahren. Versuchsergebnisse. Nicht unwesentliche Übereinstimmung von Befund der Prüfung und späteren Berufsleistung

404. Der III. Internationale Straßenbau- und Kleinbahnkongreß in Budapest. Verkehrstechnik 1925, Nr. 12, S. 173. Der Kongreß findet in der Zeit vom 21. bis 25 Juni dieses Jahres in Budapest statt. Das fachliche Programm wird Vorträge und Referate umfassen über Bahnen in Ungarn, die Wechselstromlokomotive System Kandó, Reisegeschwindigkeiten auf Straßen-, Lokal- und Überlandbahnen, die Fortschritte beim Bau und Betrieb von Unterstationen, besonders bedienungsloser Art, Gleisbau- und unterhaltung, Thermitschweißung freiliegender Vignolgleise, Richtlinien über den Bau und Betrieb neuzeitlicher Straßenbahnwagen, Elektrische Überlandbahnen, einschließlich der Frage der Sicherung unbewachter Niveaukreuzungen, die Verwendung von Motorwagen mit Verbrennungsmotoren auf Lokalbahnen und von Autofahrzeugen auf Schienen, Ersparnismaßnahmen verschiedener Art im Lokalbahnbetrieb, über den gegenwärtigen Stand und die Fortschritte im Automobilbau und -betrieb im innenstädtischen Verkehr wie im Überlandverkehr und das Verhältnis des Autobus zur Straßenbahn.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

405. Mitteilungen über die französischen Tonerdezemente. Von Dr.-Ing. O. Gaßner. Zement 1925, Nr. 13, S. 293 bis 295 m. 1 Abb. Bericht über einige praktische Ausführungen bzw. Versuche und Beobachtungen sowohl seitens ausländischer Fachleute als auch eigener Art. Aus der Betonpraxis des Auslandes; Verwendung von Ciment fondu im Straßenbau, Straßenbahnbau-, bei unterirdischen Baulichkeiten unter Straßen, wobei es in jedem Falle auf eine besonders kurze Bauzeit mit Rücksicht auf baldige Verkehrsfreigabe ankommt, Tabellarische Wiedergabe von Versuchs- bzw. Vergleichswerten der Druck- und Zugfestigkeiten von Portlandzement und Ciment fondu.

406. Der hochwertige Spezialportlandzement und -beton. (Entstehung, Verwertung, technische und wirtschaftliche Bedeutung.) Von Oberbaurat Ing. Spindel, Innsbruck. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 11/12, S. 90—93 m. 5 Abb. Schluß aus Heft 9/10. In der Weiterbehandlung wendet sich Verfasser gegen eine besondere Unterteilung in „hochwertige" und „besonders hochwertige" Portlandzemente und erörtert die an den hochwertigen Portlandzement zu stellenden Mindestanforderungen. Zum Schluß werden die dem hochwertigen Beton anhaftenden bedeutenden technischen und wirtschaftlichen Vorteile aufgezählt.

407. Kalksteinbeton. Von Dipl.-Ing. F. Eisemann, Berlin. Beton u. Eisen 1925, Heft 7, S. 115—117. Verwendung von Kalksteinschotter zur Betonbereitung. Angaben über Versuchsreihen zur Ermittlung von Druckfestigkeiten, über Brandproben an Säulen. Verfasser verweist auf weitere Versuche mit Kalksteinschotter, und zwar besonders auf vergleichende Versuchsreihen mit Kalksteinschotter-Quarzsand-Beton und mit Zement-Kalksteinschotter-Kalksteinsand-Beton.

408. Die richtige Zusammensetzung des Betons. Beton u. Eisen 1925, Heft 7, S. 117—118 m. 1 Abb. u. 4 Tab. Es wird im besonderen die Setzprobe (slump test) der nordamerikanischen Vorschriften für den Betonbau behandelt.

409. Die Verhinderung der Staubentwicklung an Zementfußböden. Von W. Furthmann. Zement 1925, Nr. 13, S. 303—304. Verwendung kolloider Kieselsäure, die sich mit dem Zement zu einer kompakten, undurchlässigen und festen Masse verkieselt; dies Verfahren bietet gleichzeitigen Schutz gegen das Eindringen öliger Flüssigkeiten und in der Folge gegen die Zermürbung, die sich oft an Maschinenfundamenten beobachten läßt.

410. Neuerungen auf dem Gebiete des Rostschutzes bei der Deutschen Reichsbahn. Von Regsbaurat Hülsenkamp, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 14, S. 187—189. Verfasser behandelt die „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke" und die „Besonderen Bedingungen für die Entrostung und den Anstrich von Eisenbauwerken".

411. Entschwefelungs-, Entgasungs- und Desoxydationsverfahren für hochwertiges Gußeisen. Von Joh. Mehrtens in Berlin. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 13, S. 449—457 m. 9 Abb. Allgemeines über den Einfluß des Schwefels im Gußeisen. Verschiedene Entschwefelungsmittel. Das Entschwefelungsverfahren nach Walter-Dürkopp-Luyken-Rein. Betriebsführung der Öfen. Vorteile des Verfahrens.

411a. Von der Chemie des Schweißens. Nach Engineering, Bd. 17, 1924, S. 221—223. Von J. R. Boor, V. D. I. 1925, Nr. 16, S. 505—508, von Dr.-Ing. Neufeld. Das Wesen von Oxydation und Reduktion, Flammenschweißung und elektrische Lichtbogenschweißung, Verhütung der Oxydation beim Schweißen, Reduktion und reduzierende Stoffe, Schlackenbildung, Flußmittel.

Baumaschinen und Förderanlagen.

412. Die Wirtschaftlichkeit des Druckluftantriebes für Kleinrammen. Von Ing. H. Fischl, Krems. Ztschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 13/14, S. 111—112 m. 1 Abb. u. 2 Tab. Verfasser erörtert die an eine gute Kleinramme zu stellenden Forderungen, behandelt in diesem Zusammenhange die sogen. „Kleine Baumagramme" und gibt Daten von mit ihr ausgeführten Rammarbeiten wieder.

413. Guß- und Schüttbeton bei neueren Kraftwerksbauten. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Randzio, Berlin. Beton u. Eisen 1925, Heft 6, S. 93—96 m. 11 Abb. Schluß auf Heft 4. Gußbetonanlagen verschiedener Konstruktion; fahrbare Aufzug-Turmdrehkrane als Gießtürme. Besondere Betonförderweisen beim Bau eines Turbineneinlaufbauwerks, einer Druckleitung, von Staumauern. Parallel zum herzustellenden Bauwerk verschiebbare Betonmischanlage.

414. Die Drahtseilbahn auf den steirischen Erzberg. Von a. o. Prof. Dr. Seefehlner, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 13/14, S. 103—106 m. 12 Abb. Die Drahtseilbahn auf den steirischen Erzberg dient zur Beförderung der Mannschaft zu den Arbeitsstätten. Zur Erzielung der erforderlichen großen Verkehrsleistung bei einer möglichst sparsamen Bau- und Betriebsweise ist eine Drahtseilbahn mit zwei Teilstrecken, die von einem Windwerk betrieben werden, errichtet worden. Das solcherart entstandene Vierwagensystem mit Pendelbetrieb ist hier erstmalig ausgeführt worden.

Statik und Festigkeitslehre.

415. Berechnung von Druckstäben. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Kommerell-Berlin. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1925, Heft 6, S. 105—108. In den Ausführungen entwickelt Verfasser das ω-Verfahren der Deutschen Reichsbahn, sowie die „Gebrauchsformel" nach dem jetzigen Stand; im besonderen für mittigen Kraftangriff. Die Knickspannungen σ_k, die Knicksicherheit ν, die Knickzahl ω, die zulässigen Druckspannungen $\sigma_{d_{zul}}$.

416. Die neuen Lastenzüge der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und die Verstärkung der Brücken. Von Dr.-Ing. e. h. Schaper. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 103—105 m. 4 Abb. Richtlinien und Gesichtspunkte bei Aufstellung der neuen Bestimmungen für die verschiedenen Lastenzüge, sowie bei Verstärkung und Neubauten von Eisenbahnbrücken. Aufzählung der zwecks Beschränkung der für den Umbau erforderlichen erheblichen Mittel getroffenen Maßnahmen.

417. Über Gleit- und Brucherscheinungen. Von Dr.-Ing. J. Scholl, Offenbach a. M. V. D. I. 1925, Nr. 13, S. 406—410 m. 20 Abb. Mittlg. a. d. Laboratorium f. Mechanische Technologie der Techn. Hochsch. Aachen. Rutschkegelbildung bei Druck- und bei Zugversuchen. Größe der Gleitwinkel. Verschiedenheit der Rutschwinkel bei verschiedenen Stoffen. Unzulässigkeit der vereinfachten Mohrschen Theorie bei spröden Körpern. Folgerungen für die Werkstoffprüfung.

418. Über die Form autogen und elektrisch geschweißter Probestäbe für Zerreißproben. Von Obering. E. Höhn, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 14, S. 186—187 m. 2 Abb. Verfasser führt in längerer Begründung aus, daß die bei homogenem Material zur Prüfung der Zerreißfestigkeit verwendeten Probestäbe mit zylindrischer oder prismatischer Form, wobei die zum Einspannen eingerichteten Köpfe die Enden bilden, nicht auch bei geschweißten Probestäben zu verwenden sind.

418a. Festigkeitsmechanische Prüfung des Baubodens. Von Ziviling. O. Stern, Wien. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 16, S. 201—206 m. 6 Abb. Die Prüfung dient der Feststellung der Zusammendrückbarkeit der Bausohle von Fall zu Fall. Verfasser bemängelt die bisher vorgeschlagenen Vorrichtungen zur mechanischen Erprobung der Bausohle besonders im Hinblick auf deren zu kleine Druckflächen und zu große Auflasten und beschreibt in der Folge die Kegeldruckprobe für Erdreich, den neuen mechanischen Bodenprüfer und den Belastungsversuch.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

419. Die Normung im Brückenbau. Von Dr.-Ing. Knietsch, Hannover. Der Brückenbau 1925, Heft 5/6, S. 23—26. Die Entwicklung der Baunormung in Deutschland. Gliederung der Baunormung. Die Normung im Brückenbau nach dem Stande vom 1. 10. 24. Dinformate in der Praxis. Die Baunormung im Auslande. Austausch der Normen im internationalen Verkehr.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

419a. Berechnung von symmetrischen Betonbogenbrücken. (Proceedings of the Amer. Soc. of Civil-Engineers vom März und April 1925, S. 422—432 mit 4 Zeichn. u. 5 Zahlentafeln und S. 654—676 mit 4 Zeichn. u. 2 Zahlentafeln. Ergänzungen von William Cain, emer. Professor der Universität von Nordcarolina, R. R. Martel, Professor am Technol. Institut von Kalifornien, E. H. Harder u. Ch. W. Comstock, Ingenieur in New York, und A. G. Hayden, 1. Ingenieur-Assistenten in Bronxville (New York) zu der Abhandlung von Charles S. Whitney in den Proceedings vom Nov. 1924 (Bauingenieur 1924, S. 000).

d) Eisenbetonbrücken.

420. Wettbewerb für die Brigitta-Brücke über den Donaukanal in Wien. Von Dr. Dr. e. h. Emperger, Wien. Beton u. Eisen 1925, Heft 6, S. 96—99. Schluß aus Heft 4 m. 6 Abb. Abschließend wird der Entwurf Nr. 1 von G. A. Wayss behandelt. Zweigelenkbogenbrücke in Eisenbeton.

e) Eiserne Brücken.

421. Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Reichsbahnrat Ernst, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 15, S. 204—207. Besprechung der „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken" unter besonderer Beachtung der enthaltenen neuen Bestimmungen bzw. der Veränderungen.

422. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. Von Oberregierungsbaurat Kreß, Hannover. Bautechnik 1925, Heft 15, S. 197—200 m. 1 Taf. u. 4 Abb. Die Havelbrücke bei Rathenow sowohl als die Elbebrücke bei Hämerten genügen mit Rücksicht auf die gewachsenen Betriebslasten nicht mehr voll den an sie zu stellenden Anforderungen und werden durch neue Bauwerke ersetzt, die in der Ausführung begriffen sind. Verfasser gibt eingangs einen Rückblick auf die Geschichte der alten Brücke bei Hämerten.

422a. Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm. Von Dr.-Ing. e. h. Schaper. Bautechnik 1925, Heft 17, S. 226—233 m. 12 Abb. Fortsetzung aus Heft 6. Der bewegliche Überbau des Schiffsdurchlasses, als Klappbrücke nach der Bauart Strauß, wird eingehend beschrieben.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

423. Erdbebensichere Gründungen. Von Ing. Viscardini, Mailand. Beton u. Eisen 1925, Heft 6, S. 99—102 m. 7 Abb. Vermeidung enger Verbindung zwischen Gebäude und Fundament. Zerlegung der Stoßkraft in zwei Seitenkräfte, eine horizontale und eine vertikale. Anordnung eines einzigen Kugelgelenkes in einem Stützpunkte bei Pfeilerkonstruktionen. Berechnung des Kugeldurchmessers und des Reibungswiderstandes. Angaben über ausgeführte Versuche. Ferner Einschaltung von gekreuzten Rollen. Konstruktionseinzelheiten. Wichtige Erfordernisse sind einmal größte Stabilität der Fundamentblöcke, entweder Gründung auf widerstandsfähigen Fels, auf breite Platten oder mittels Pfahlgründung, zum anderen Vermeidung der starren Verbindung zwischen Boden und Gebäude.

424. Tiefgründungen in der Nähe bestehender Bauwerke. Von Dipl.-Ing. Wehe, Siemensbauunion Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 27, Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 7, S. 51—56 m. 8 Abb. Es werden zunächst die für eine technisch und wirtschaftlich einwandfreie Lösung der bei schwierigen Gründungsarbeiten auftretenden Bauaufgaben maßgebenden Gesichtspunkte aufgezählt und dann an Hand eines Beispieles gezeigt, in welcher Weise sich Tiefgründungen innerhalb von Straßen und Gebäuden ausführen lassen. Es handelt sich dabei einmal um einen Erweiterungsbau für eine Bank, zum anderen um die Gründung einer großen Arbeitsmaschine innerhalb eines Hüttenwerkes.

425. Das Erdbeben vom September 1923 und der Wiederaufbau in Yokohama. Von A. Kittel. Bautechnik 1925, Heft 14, S. 189—191 m. 12 Abb. Im besonderen werden die bisher erfolgten Wiederaufbauarbeiten im Hafen von Yokohama und die dabei zur Anwendung gekommenen Eisenbetongründungen für die Wiederherstellung der Kaimauern beschrieben.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

426. Bauausführungen auf dem Gebiete der Wasserwirtschaft im Jahre 1924. Von Oberregs.- u. Baurat Seifert, Berlin. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 3, S. 49—51. Verfasser gibt einen kurzen Überblick über die wichtigsten Vorgänge während des Baujahres 1924 auf dem Gebiete der Schiffahrts- und Kraftkanäle, Flußregelung, Kanalisierung und Binnenhafen, der Talsperren und Wasserkraftanlagen, der Landeskulturarbeiten, sowie der Seebauten und Seehäfen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau; Schleusenbau.

427. Die Niederwasser-Reinigung des Rheins zwischen Straßburg und Basel nach dem Ausführungsentwurf 1924. Von Dr.-Ing. Bertschinger, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 14, S. 179—184 m. 9 Abb. Verfasser behandelt die Abweichungen des Bauprojektes 1924 vom Projekt 1921 und deren Ursachen. Fahrwasserbreiten und -tiefen, sowie Verbesserung der Richtung des Talweges über den Schwellen auf der Strecke Straßburg—Sonderheim. Linienführung des Talweges zwischen Basel und Straßburg. Wassermenge, Querschnitt der Fahrrinne und Schiffahrtdauer.

428. Die Regulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 3, S. 57—67 m. 10 Abb. Fortsetzung. Regulierung Straßburg—Basel: Zustand und Wasserhaushalt des Flusses. Grundrißgestalt der geplanten Fahrwasserrinne. Hydraulische Untersuchungen. Bauweise, Bauvorgehen, Baukosten.

429. Einiges über Großkraftwerkwirtschaft in Deutschland. Von Min.-Rat van Heys, Berlin. Glasers Annalen 1925, Heft 6, S. 111—128 m. 74 Abb. Fortsetzung von Seite 69. In der Weiterbehandlung des Walchenseewerkes werden der Ausbau der mittleren Isar und im besonderen die Kraftwerke Finsing, Aufkirchen, Eitting und Pfrombach beschrieben. Ergänzend ist die Ausdehnung und Bedeutung des Bayenwerkes wiedergegeben; der Anschluß an Thüringen, Preußen und Sachsen. Die einzelnen Leitungsnetze Mitteldeutschlands, das Hochspannungsnetz des Freistaates Sachsen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

430. Die Bauten für die Kanalisierung des Neckar zwischen Mannheim und Plochingen. Von Strombaudir. Konz, Stuttgart. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 23, Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 6, S. 44—45 m. 3 Abb. Schluß aus Nr. 5. Beschreibung der bei dem Ausbau der Staustufe Neckarsulm ausgeführten Bauten, der Flußkorrektionen, der Staustufen Unter- und Obertürkheim.

431. Die Wolfschen Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse. Von Dr.-Ing. Faber, München. Bautechnik 1925, Heft 14, S. 185—187 m. 1 Abb. Die Ausführungen gelten zusammenfassend der Entwicklung, Wirkungsweise und Bedeutung der Bauten, die in ihrer ursprünglichen Form der Verbesserung der verwilderten Isar im Bauamtsbezirk Landshut dienten. Die Stauwand nach Wolfscher Art wird hinsichtlich ihrer Wirkung und Verbesserung besonders behandelt.

432. Die Bogenstaumauer von Montejaque. Von Dipl.-Ing. Wegenstein, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 13, S. 165 bis 169 m. 10 Abb. Verfasser beschreibt das gesamte Bauprojekt der 73 m hohen und 82 m langen Bogen-Staumauer in Gußbeton, die, was Schlankheit des Querschnittes und Kühnheit der Ausführung anbelangt, selbst im Hinblick auf die im nordamerikanischen Westen und in New South Wales ausgeführten Gewölbesperren besondere Beachtung verdient. Es werden ferner der Bauvorgang, die Installation der Baustelle und die Materialfragen behandelt.

433. Wirtschaftlicher Ausbau von Wasserkraftanlagen. Von Reg.-Bmstr. H. Lenz, München. Die Wasserkraft. S. 110—112 m. 3 Abb. Es werden die drei bei Bestimmung des Ausbaues einer Wasserkraftanlage in bezug auf Kraftbedarf möglichen, verschiedenen Fälle behandelt: 1. Der Kraftbedarf ist beliebig, d. h. die gesamte Kraft einer Wasserkraftanlage kann verwertet werden. 2. Der Kraftbedarf an kW/Std ist begrenzt. 3. Der Kraftbedarf ist nach kW/Std und kW gegeben.

434. Über die rationelle Konstruktion von Wasserschlössern. Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe i. B. Die Wasserkraft 1925, Nr. 7, S. 109—110 m. 4 Abb. Es wird die Aufgabe behandelt, die einem Wasserschloß neben der der Speicherung als Gefällserzeuger für den Stollenzulauf zukommt. Je rascher sich in ihm das größtmögliche, zumeist durch örtliche oder statische Rücksichten begrenzte Druckgefälle einstellt und je gleichmäßiger dieses sich auf seinem Größtwert während einer Phase des Ausgleichsvorganges hält, um so geringer werden der notwendige Speicherraum und damit meist auch die Kosten.

435. Einflüsse auf den Wirkungsgrad von Wasserturbinen. Von Dipl.-Ing. F. Staufer, München. V. D. I. 1925, Nr. 13, S. 415—417 m. 2 Abb. Es werden bedeutungsvolle Versuchsergebnisse einer neuzeitlichen Propellerturbine gebracht. Diese werden einer kurzen Kritik unterzogen. Im Anschluß daran wird eine Rechnung vorgeführt, die den Nachweis erbringen soll, daß der Laufraddurchmesser und in untergeordnetem Maß auch das Gefälle Einfluß auf den Turbinenwirkungsgrad haben. Voraussetzung für die Gültigkeit der abgeleiteten Formel ist, daß die Kavitationsgrenze nicht überschritten wird.

436. Der wirtschaftliche Rohrdurchmesser für Gas- und Wasserdruckrohrleitungen. Von Ing. P. Brinkhaus-Essen. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 13, S. 193—196. Beabsichtigte Zusammenfassung beider Leitungsarten in der Lösung. Rohrleitungskosten. Maschinenkosten. Betriebskosten. Der wirtschaftliche Rohrdurchmesser für Gas- und Wasserdruckrohrleitungen. Am Schluß sind zwei Beispiele zur Erläuterung beigefügt.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

437. Nordamerikanische Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Beton u. Eisen 1925, Heft 7, S. 109—113 m. 22 Abb. Vortrag auf der 28. Hauptversammlung d. Deutschen Beton-Vereins. Der Reisebericht enthält die Beschreibung der Fahrbahnkonstruktionen, Zubereitung und Nachbehandlung des Betons, Bewehrung der Betonstraßen und der verschiedenen Baumaschinen.

438. Nordamerikanische Automobil-Versuchsstraßen. Zement 1925, Nr. 11, S. 259—261, Nr. 13, S. 306—309 m. 19 Abb. In der Fortsetzung werden die Einzelheiten über die Versuche, deren genaue Beschreibung, sowie die Aufzeichnungen der Beobachtungen mitgeteilt und in folgenden Abschnitten behandelt: Bau, Temperaturmessungen, Verkehrsmessungen, Tunnelmessungen, Rissemessungen und Verhalten der Bettung.

439. Verwaltung und Finanzierung des Straßenwesens in England. Von Geheimrat Dr.-Ing. e. h. Höpfner, Cassel, Zement 1925, Nr. 11, S. 261—264, Nr. 12, S. 279—281, Nr. 13, S. 304 bis 306. Verfasser berichtet als Teilnehmer an einer von der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte angeregten Reise nach England zum Zwecke des dortigen Straßenwesens und behandelt in ausführlicher Weise allein die Verwaltung und Finanzierung dieses Gebietes der öffentlichen Wohlfahrt.

Eisenbahnbau und -betrieb.

440. Neuzeitliche Lokomotiv-Bekohlungsanlagen. Von Obering. Koblenz, Eberswalde. Glasers Annalen 1925, Heft 6, S. 129—134 m. 12 Abb. Verfasser beschreibt Entwürfe einiger Anlagen von mittlerer bis größter Leistung. Großraumbunker zwecks Ersparnis von Nachtarbeit der Krananlagen, Vereinigung von Verladeanlagen und Kohlenbunker, günstiger Aktionsradius der Krane, Räumung des Schlackensumpfes möglichst mit dem Greiferkran, genaue Feststellung der geladenen Kohlenmengen. Zum Schluß folgen Angaben über jährliche Betriebskosten.

441. Achsdruckverzeichnis und Richtlinien für die Zulassung von Schwerlastfahrzeugen mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der Brücken und des Oberbaues. Von Dr.-Ing. Kommerell. Ztg. d. V. Dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 13, S. 367—370 m. 2 Tab. Die Richtlinien enthalten den Begriff der Schwerlastfahrzeuge, die Einteilung der Strecken, die Beförderung geschlossener Züge aus Fahrzeugen mit größerem Achsdruck als 16 t und größerem Metergewicht als 3,6 t/m, die Beförderung einzelner Schwerlastfahrzeuge in gewöhnlichen Güterzügen.

442. Zur Leistung von Streckengleisen und Bahnsteiggleisen. Von Geheimen Baurat Dr.-Ing. Cauer, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 12, S. 162—166, Nr. 13, S. 173—176 m. 2 Abb. Fortsetzung u. Schluß. Anschließend behandelt Verfasser die Leistung der Bahnsteiggleise auf Bahnhöfen in Kopfform, den Gang des Ermittlungsverfahrens, sowie die Ausführung der Ermittlung und stellt den Vergleich zwischen Durchgangs- und Kopfform auf; und zwar für den Fall, daß alle Züge entspringen und enden; für den ideellen Fall, daß alle Züge weiterfahren; bei größerer Anzahl von Bahnen, für den Fall, daß die Züge je zu einem Viertel enden, entspringen, zur Hälfte ohne wesentliche Umbildung weiterfahren oder beim Kopfbahnhof mit Spitzkehre wenden. Zum Schluß folgt die Anwendung auf einzelne bekannte Bahnhöfe verschiedener Form.

443. Meßeinrichtungen für Bremsversuche. Von Regierungsbaurat Metzkow, Grunewald. Glasers Annalen 1925, Heft 7, S. 137—148 m. 23 Abb. In den nachfolgenden Ausführungen wird ein Teil der Versuchs- und Prüfstandseinrichtungen des Bremsversuchsamts Grunewald beschrieben, und zwar zunächst die Einrichtungen, die zur Untersuchung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Luftdruckschwankungen in Rohrleitungen sowie zur Untersuchung der Reibungsverhältnisse zwischen Bremsklotz, Rad und Schiene dienen. Die Versuchsaufgaben sowie der Zweck der Versuche werden gleichfalls näher besprochen. Im Anschluß daran werden insbesondere die Meßeinrichtungen des Bremsversuchsamtes Grunewald im einzelnen beschrieben, die für Bremsversuchsfahrten benötigt werden.

444. Die menschliche Arbeitsleistung im Kreislauf des Eisenbahnbetriebsdienstes. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. C. Pirath, Hannover. Verkehrst. Woche 1925, Heft 13, S. 169 bis 172 m. 3 Abb. Die Ausführungen dienen der Absicht, nach eigenen Beobachtungen den Stand und den praktischen Wert der erstgenannten Aufgabe, und zwar der Erfassung der menschlichen Arbeitstätigkeit und ihres möglichst sparsamen Einsatzes im Eisenbahnbetriebsdienst zu erläutern und an Beispielen klarzulegen. Die Arbeitswissenschaft auf dem Gebiete der Gütererzeugung und der Güterbeförderung. Die Arbeitsvorrichtungen im Eisenbahnbetriebsdienst und ihre Darstellung in Arbeitsübersichten.

445. Über Zeit- und Bewegungsstudien. Von Dr.-Ing. Selter, Zehlendorf. Glasers Annalen 1925, Heft 7, S. 148—152. Verfasser behandelt die verschiedenen Arten der Durchführung von Zeit- und Bewegungsstudien und hebt ihren hohen Wert hinsichtlich der Leistungssteigerung hervor.

446. Vereinheitlichung der Eisenbahngesetzgebung. Von Amtsgerichtsrat W. Coermann, Stuttgart 1925, Nr. 13, S. 377 bis 378. Im Zusammenhang mit der Vereinheitlichung der Deutschen Bahnen zur Deutschen Reichsbahn behandelt Verfasser die zu erwartende Förderung hinsichtlich der Vereinheitlichung folgender Rechtsgebiete: des Enteignungsrechtes, des Eisenbahn-Nachbarrechtes und der Bahnhaft für anderen Sachschaden als denjenigen an aufgegebenem Reisegepäck oder an Frachtgütern.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

447. Beton und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Von Geheimrat Otzen, Hannover. Zement 1925, Nr. 11, S. 255—258, Nr. 12, S. 277—279, Nr. 13, S. 296—301 m. 21 Abb. Fortsetzung. Verfasser tut der bisher geringen Verwendung von Beton und Eisenbeton im Gebiete des Eisenbahntunnelbaues Erwähnung und führt einige ausgeführte Beispiele an; den ganz in Stampfbeton hergestellten Rosenstein-Tunnel, den mit Eisengitterrahmen bewehrten Tunnel in Wasserburg am Inn, den Tunnel bei Bleialf, bei Blankenheim in der Eifel; letzterer ist als Beispiel für die Tunnelrückenbetonierung, ein auf dem Preßzementverfahren nach Wolfsholz beruhenden Verfahren, angeführt. Im folgenden wird das Anwendungsgebiet des Eisenbahnoberbaues — Einzelunterlagen, Langschwellen, Querschwellen, durchgehende Platten — und das der Spezialmaste behandelt.

448. Die Verwendbarkeit von verunreinigtem Mischwasser zu Betonzwecken. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel-Darmstadt. Zement 1925, Nr. 12, S. 274—276. Verfasser gibt die im September 1924 von Prof. A. Abrams, dem Leiter der dem Lewis-Institut angegliederten Materialprüfungsanstalt in Chicago, über seine Versuche bzgl. der Verwendbarkeit verunreinigten Anmachewassers für Betonzwecke veröffentlichten Ergebnisse wieder. Die Versuche umfassen ca. 6000 Mörtel- und Betonproben, die in den verschiedensten Mischungen unter Verwendung von 68 verschiedenen Wasserarten hergestellt wurden. Die Festigkeitsuntersuchungen wurden an Versuchskörpern vorgenommen, welche teils im Alter von 3 Tagen, teils bis zu $2^1/_3$ Jahren geprüft wurden. Es folgen die von Prof. Abrams aufgestellten 30 Schlußfolgerungen.

449. Neue russische Vorschriften für den Entwurf und die Ausführung von Bauwerken in Eisenbeton. Herausgegeben durch Beschluß vom 26. III. 21 vom Volkskommissariat für Straßenbau und Verkehrswesen, dem Hauptkomitee der Regierung für Bauten, der Militär-Genie-Generaldirektionen, der Zentraldirektion der Artillerie-Werkstätten. Beton u. Eisen 1925, Heft 7, S. 119—120. Schluß aus Heft 23, Jahrg. 24. Betonieren, Schutz des frischen Betons und Entfernung der Schalung und Absteifung, Bearbeitung der Außenflächen, Abfluß von Niederschlagswasser an den Außenflächen von Beton und Eisenbeton. Probebelastungen von Beton- und Eisenbetonbauwerken.

450. Nomographie in der Eisenbetonberechnung. Von J. Wachsmann, Wien. Beton u. Eisen 1925, Heft 6, S. 102—105, Heft 7, S. 114—115 m. 6 Abb. Verfasser nimmt Stellung gegen einen in gleicher Zeitschrift veröffentlichten Aufsatz gleichen Themas von Regierungsbmstr. Jacki-Erfurt und behandelt in der Folge das von sich aus bevorzugte Nomogramm für die Berechnung des einfach bewehrten Balkens.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

450a. Die Erweiterung des Hauptpersonenbahnhofs Frankfurt a. M. in den Jahren 1912 bis 1924. Von Reichsbahnoberrat G. Claus, Frankfurt a. M. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 29/30, Stadt und Siedlung, Nr. 8, S. 57—61 m. 8 Abb. Kurze Behandlung der geschichtlichen Entwicklung der Bahnanlagen Frankfurts. Beschreibung der Eisenkonstruktionen der neuen Bahnsteighallen, bei deren Ausführung Dreigelenkbogenbinder Verwendung gefunden haben.

Holzbau.

451. Lokomotivheizhaus auf Bahnhof Kornwestheim. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Schaechterle-Stuttgart. Bautechnik 1925, Heft 15, S. 200—204 m. 9 Abb. Verfasser beschreibt die eine Schiebebühne überspannenden Bogenfachwerkbinder von 24 m Stützweite, sowie die über den Aufstellungsgleisen angeordneten Flachdächer mit Parallelfachwerkträgern auf hölzernen Stützen in Holzkonstruktion und gibt eine Anzahl konstruktive Einzelheiten wieder.

451a. Die Holzkonstruktionen für das Haus der Funkindustrie in Berlin-Charlottenburg. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 31, Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 8, S. 57—58 m. 4 Abb. zu dem Aufsatz in Nr. 14 d. Dtsch. Bztg. über den Bau selbst. Allgemeine Ausführungen über die Holzkonstruktionen des Hallenbaues. Die Abbildungen zeigen den Zustand der Binder vor und nach der Verkleidung, sowie chematische Quer- und Längsschnitte.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

452. Der Einfluß des Kraftfahrzeugverkehrs auf Städtebau und Siedlungswesen. Nach einer Denkschrift vom Beigeordneten Dipl.-Ing. H. Ehlgötz, Essen. Dtsch. Btzg. 1925, Nr. 25, Stadt u. Siedlung, Nr. 7, S. 52—55. Fortsetzung aus Nr. 6. Allgemeine Zusammenhänge zwischen Verkehrsstraßennetz und Stadtaufbau, vertikale Gliederung der Verkehrsstraße, baupolizeiliche Maßnahmen, straßenbautechnische Maßnahmen. Sofortige Maßnahmen bezüglich der bestehenden Verhältnisse und Maßnahmen für die Zukunft.

453. Großgaragenbau der Postverwaltung in Budapest. Von St. Bierbauer. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 27. Konstruktion und Bauausführung, Nr. 7, S. 49—51 m. 9 Abb. Beschreibung einer in Budapest errichteten mehrgeschossigen Großgarage mit doppelgängiger Wendelrampe zur Aufnahme von rund 500 Kraftfahrzeugen.

454. Großgarage System Conradi. Von Dipl.-Ing. H. Conradi u. A. Naumann, München. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 23, Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 6, S. 45—47 m. 4 Abb. Es werden zunächst die an Großgaragen zu stellenden Hauptforderungen, die Betriebssicherheit und die unmittelbare Bereitstellung der Wagen, sowie die Rentabilität als Resultante der beiden erstgenannten Komponenten behandelt; es schließt sich die Beschreibung der in ihrer konstruktiven Durchbildung den Anforderungen genügenden Großgarage System Conradi an. Getrennte Rampenanlagen bei verschiedenster Grundrißform. Dezentralisation in den einzelnen Stockwerken. Einheitliche Fahrtrichtung.

455. Untergrund-Großgarage in Essen. Von P. Dietzsch, Essen. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 23, Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 6, S. 41—43 m. 8 Abb. Beschreibung eines ausgeführten hauptsächlich in Eisenbeton und Eisen errichteten mehrgeschossigen Garagenbaues im Stadtinnern.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

456. Die eisernen Wechselstrom-Doppeltriebwagen der Hamburger Vorortbahnen. Von K. F. Jäger, Görlitz. Verkehrstechnik 1925, Nr. 12, S. 170—172 m. 7 Abb. Die vor kurzem auf den Hamburger Vorortbahnen in Betrieb genommenen neuen Triebwagenzüge werden beschrieben.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

457. Das Recht der Straßenbahnen in Preußen. Von Dr. Hein, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 12, S. 161—165. Fortsetzung. Die Unterlagen des Genehmigungsantrages. Technische und finanzielle Unterlagen. Zustimmung der Wegeunterhaltungspflichtigen. Gesetzliche Regelung: der gesetzliche Tatbestand, die Gegenleistung des Wegeunterhaltungspflichtigen, die Auslegung des Zustimmungsvertrages, die Ergänzung der Zustimmung. Rechtscharakter der Zustimmungsverträge. Einwirkung der Genehmigungsbehörden auf den Vertragsinhalt. Die Verordnung über die schiedsgerichtliche Erhöhung von Beförderungspreisen der Eisenbahnen usw. v. 21. 2. 20 und 23. 3. 21.

458. Das neue Wasserkraftförderungsgesetz. Von Dir. Ing. Fr. Brock. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 13/14, S. 106—109 m. 1 Abb. Nach dem in der Generalversammlung des Wasserwirtschaftsverbandes der österreichischen Industrie vom 26. Februar 25 gehaltenen Referate. Förderung der Wirtschaftlichkeit der Wasserkraftanlagen im Interesse der Volkswirtschaft durch Steuerbegünstigungen. Dem Wasserkraftförderungsgesetz mangeln aber obligatorische Bestimmungen. Verfasser zählt die zwecks Neubelebung des Wasserkraftausbaues vorgeschlagenen Richtlinien auf.

459. Zur steuerlichen Veranlagung von Wasserkräften. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 3, S. 55—57. Zuschriften zu obigem Problem von Wirkl. Geh. Oberregierungsrat Kisker, Senatspräsident a. D., Berlin, Justizrat Dr. Riemann, Dresden, und Generaldir. A. Fischer, Weisenbach-Fabrik-Baden.

460. Die veränderten Grundlagen der Handelspolitik. Von Dr. W. Reichert, M. d. R., Berlin, Stahl u. Eisen 1925, Nr. 15, S. 540—544. Die Passivität der Handelsbilanz einst und jetzt. Die Ziele der deutschen Handelspolitik und ihre Gefährdung durch die Reparationspolitik. Die Bedeutung der Handelsverträge mit den Vereinigten Staaten, mit Großbritannien und Frankreich für Deutschland. Kritik dieser Verträge. Das Bismarcksche System des Schutzes der nationalen Arbeit für Industrie und Landwirtschaft wird gefordert.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

461. Die Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe. Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe. Bautechnik 1925, Heft 16, S. 214—16 m. 6 Abb. Allgemeine Einrichtung des Prüfraumes, die Einrichtungen der Werkstätte, Arbeitsprogramm, Lehrbetrieb, bisherige Forschungsarbeiten, bisherige Arbeiten des Materialprüfungsamtes.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

462. Mitteilungen über die französischen Tonerdezemente. Von Dr.-Ing. D. Gaßner. Zement 1925, Nr. 14, S. 319 bis 320. 4. Fortsetzung. Verfasser teilt in Ergänzung der bisherigen Vergleichsergebnisse eine Reihe von Zahlen mit, welche sich auf Schmelzzement-Probekörper (französische Normen) beziehen, die 24 Stunden in feuchter Luft erhärteten und ferner entweder in feuchter Luft oder in Süß- bzw. Meerwasser (künstl.) aufbewahrt wurden.

Baumaschinen und Förderanlagen.

463. Preßluftwerkzeuge im Bauwesen. Von Baurat Franck, Leipzig. Bautechnik 1925, Heft 16, S. 220—221. Die Ausführungen bilden eine Zusammenstellung der gebräuchlichsten Verwendungsgebiete; Preßluft-Handstampfer, Preßluft-Bankstampfer, -Meißelhammer. Ferner Sandstrahlgebläse, Gesteinsbohrmaschinen und Betonspritzverfahren.

464. Wirtschaftlichkeits-Berechnung für das Förderband der Umladehalle auf Bahnhof Magdeburg-Rothensee. Von Dr.-Ing. Wagner, Magdeburg. Verkehrst. Woche 1925, Heft 16, S. 213—215 m. 4 Abb. Unter Zugrundelegung einer zwanzigjährigen Lebensdauer der mechanischen Förderanlage werden die Betriebskosten berechnet und anschließend die Wirtschaftlichkeit bzw. deren Grenzen im Gegensatz zum Karrenbetrieb erörtert.

465. Die Zugspitzbahn. Von Dipl.-Ing. Falschlunger, München. Bautechnik 1925, Heft 18, S. 241—242 m. 3 Abb. Beschreibung des österreichischen, bereits im Bau befindlichen Projektes der Seilschwebebahn für die Erschließung der Zugspitze.

Statik und Festigkeitslehre.

466. Der Horizontalschub kreisförmiger Zweigelenkbogen. Von Dr.-Ing. Troche, Darmstadt. Beton u. Eisen 1925, Heft 8, S. 133—136 m. 7 Abb. 1. Teil. Ableitung einer einfachen Näherungsgleichung von hohem Genauigkeitsgrad, die für alle Pfeilverhältnisse an Stelle der umständlichen genauen Formel angewandt werden kann. Ableitung einfacher Näherungsausdrücke für den Einfluß der Normalkräfte und der Temperatur auf die Größe des Horizontalschubes. Als Voraussetzungen gelten dabei, was für den Massivbau zutrifft, F und J = const.

467. Zur statischen Berechnung der Glasdachsprossen. Von Dr.-Ing. L. David, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 18, S. 242 bis 245 m. 5 Abb. Abminderung der ursprünglichen „Reparaturlast" bei Verwendung einer Verteilungsbohle von 100 kg auf etwa 30—85 kg, bzw. 40—92 kg je nach statischer Grundlage. Verfasser empfiehlt eine Staffelung der anzusetzenden „Reparatur"- bzw. „Begehungs"-Last je nach Ausführungsart der Sprossen.

468. Einige Bemerkungen über die Sicherheitszahl. Von Dr. Zimmermann. Bautechnik 1925, Heft 18, S. 239—241. Verfasser geht auf die einzelnen Begriffe, Sicherheit, Sicherheitsgrad, tatsächlicher Sicherheitsgrad ein und erörtert die den einzelnen Begriffen zugrunde liegenden Annahmen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

469. Amerikanischer Brückenbau. Von Geheimrat Wernekke, Berlin-Zehlendorf. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 145—150. Grundsätzliches und Geschichtliches. Rechnungsunterlagen und Lastenzüge.

470. Brücken mit Kiesbettung bei der Reichsbahndirektion Dresden. Von Reichsbahnrat Karig, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 129—131 m. 14 Abb. Beschreibung konstruktiver Einzelheiten der Fahrbahn der neueren sächsischen Kiesbahnbrücken. Berechnungsgrundlagen für die einzelnen Fahrbahnteile.

b) Hölzerne Brücken.

471. Kriegsbrücken und Notbrücken. Von Dr.-Ing. Bloß, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 142—144 m. 3 Abb. Aufzählung der einzelnen vorbereiteten Behelfs- bzw. Kriegsbrückenkonstruktionen der am Weltkriege beteiligten Großmächte; insbesondere werden die deutschen Brückenkonstruktionen behandelt und einige größere Beispiele angeführt.

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

472. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. Von Oberregs.-Baurat Kreß, Hannover. Bautechnik 1925, Heft 16, S. 210—214 m. 5 Abb. Verfasser behandelt weiter die Entwicklung der Brücke seit ihrer ersten Ausführung, gibt auszugsweise die statischen Grundlagen und Festigkeitsnachweise wieder, teilt die in der Folge notwendig werdenden Ausbesserungen und Verstärkungen sowie die im Laufe der Zeit erfolgten Auflagerverschiebungen mit und beschreibt anschließend den allgemeinen Entwurf der neuen Brücke und zuletzt den augenblicklichen Stand der Ausführungsarbeiten.

473. Die Brücken der Kolonialbahnen. Von Prof. F. Baltzer. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 140 bis 142 m. 7 Abb. Zunächst zählt Verfasser die für den Entwurf, die Konstruktion, den Transport und die Montage von eisernen Brücken im Kolonialbrückenbau maßgebenden Richtlinien auf und erläutert diese an der Atbarabrücke, der Brücke über den Sambesi an den Viktoriafällen und der Bogenbrücke über den Sanaga-Südarm im Zuge der Kameruner Mittellandbahn.

474. Die Normung im Eisenbrückenbau. Von Reichsbahnrat Karig, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 119—120. Die Ausführungen bilden einen Auszug der für den Eisenbrückenbau bemerkenswertesten Normen aus dem Normblattverzeichnis vom 1. September 1924 und den Mitteilungen des NDI; des näheren werden behandelt: Ausstattung der Zeichnungen und Berechnungen, Werkstoffe und deren Verarbeitung sowie einige Einzelheiten der eisernen Brücken; wie Fahrbahn- und Gangbahnbreiten, Belastungsannahmen für Straßenbrücken. Streich- und Wurzelmaße für Walz- und Stahleisen, Nietabstände für Winkeleisen. Einheitliches Berechnungsverfahren für Druckstäbe.

475. Zugbrücken für Eisenbahnverkehr. Von Ober-ing. Joosting, Utrecht. Org. f. d. Forschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 137—138 m. 6 Abb. Es handelt sich um den Ersatz der holländischen Kranbrücken durch Zugbrücken. Verfasser zählt die allgemein gültigen und teilweise durch örtliche Verhältnisse vorgeschriebenen Bedingungen für jene auf und schildert die einzelnen, der Erfüllung dieser Bedingungen dienenden Konstruktionen.

476. Beförderung eines Brückenträgers über eine Flußstrecke von 300 km. Von J. W. Rudy, Moskau. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 144—145 m. 3 Abb. Die im Zusammenhang mit den Wiederaufbauarbeiten auf den russischen Eisenbahnlinien erfolgten Brückenbauten werden erwähnt und im besonderen die Auswechselung dreier Brückenträger mittels eiserner Schwimmgerüste beschrieben.

477. Auswechselung von Brückenträgern im Rotterdamer Viadukt. Von Ing. van Eck, Rotterdam. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 138—140 m. 7 Abb. Mit Rücksicht auf örtliche Beschränkung an der Brückenstelle ist die Auswechselung der Brücken derart erfolgt, daß die neue Brücke in der Höhenrichtung abgelassen wurde. Der Vorgang wird eingehender beschrieben.

478. Schwellenträgeranrisse und ihre Verhütung bei bestehenden Brücken. Von Oberbaurat O. Bauer, Graz. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 131—133 m. 5 Abb. Verfasser berichtet über die auf den Linien der österreichischen Bundesbahnen beobachteten Schwellenträgeranrisse, die sich fast ausschließlich an solchen Schwellenträgern bilden, deren Obergurte aus verhältnismäßig dünnen Winkeln ohne Deckbleche bestehen. Die unter den verschiedensten Betriebsverhältnissen beobachteten Anrisse traten mit einer gewissen Gesetzmäßigkeit auf; letztere wird näher erläutert.

497. Sparbauweisen für Brücken im Bereich der Reichsbahndirektion Dresden. Von Eisenb.-Obering. a. D. Schönberg, Dresden. Org. f. d. Fortsch. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 124—129 m. 11 Abb. Spargrundsätze für Wölbbrücken, Eisenbetonplatten als Abdeckung für offene Fahrbahnen eiserner Brücken.

480. Wiederherstellung der im Jahre 1919 gesprengten Eisenbahnbrücke bei Szolnok, Ungarn. Von K. Rotter, Budapest. Org. f. d. Forstchr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 133 bis 137 m. 4 Abb. Verfasser behandelt die einzelnen Arbeiten der Wiederherstellung der Theißbrücke bei Szolnok; es werden die erschwerenden Umstände betont, unter denen die Wiederherstellung erfolgen mußte.

481. Die Hängebrücke über den Hudson mit einer Spannweite von 497 m. Von P. G. Le Génie Civil 1925, Nr. 12, S. 277—281 m. 17 Abb. Verfasser beschreibt zunächst die Gesamtkonstruktion und gibt die Hauptabmessungen der einzelnen Teile — der Tragkonstruktion, der Pylonen, der Hängekonstruktion, der Verankerung — wieder und behandelt kurz die Montage.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

482. Vom Bau der Berliner Untergrundbahnen. Von Dipl.-Ing. Wentorf, Siemens-Bauunion. Grund- und Gerüstbau 1925, Nr. 6, S. 52—55 m. 5 Abb. Verfasser beschreibt einige besonders beachtenswerte Gründungsausführungen; so die bei Herstellung des Tunnelkörpers auf moorigem Untergrund verwandten Gründungsmethoden; Unterfahrung von Gebäuden unter schwierigen Bedingungen; Kreuzung der Wasserläufe.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

483. Besondere Schützausbildungen gemäß hydromechanischen Forderungen. Von Dr.-Ing. Winkel, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 16, S. 209—210 m. 4 Abb. In dem genannten Sinne werden das Zylinderschütz, Plan- und Segmentschütz näher behandelt. Zylinderschütz mit Abdeckplatte und Zackenkranz. Planschütz mit anfänglichem Dreiecksdurchfluß. Die vorgeschlagenen Konstruktionen und Maßnahmen dienen der allmählichen und sehr langsamen Steigerung der zeitlichen Durchflußmenge.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

484. Der Verkehr des Hamburger Hafens in den Nachkriegsjahren. Von Regsrat Merck, Hamburg. Verkehrst. Woche 1925, Heft 16, S. 205—208 m. 4 Abb. Verfasser gibt einen Überblick über den jetzigen Schiffahrtsverkehr im Vergleich zu dem der Vorkriegsjahre, zergliedert ihn nach Ein- und Ausfuhr, sowie nach Herkunft der Schiffe, behandelt die Art des Weiterversandes der Güter nach dem Hinterland, den Einfluß der Inflation auf den Verkehr und die Hafenanlagen, sowie deren Entwicklung seit Eintritt der stabilen Währungsverhältnisse.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

485. Eisabführung an Wehren. Von Dr.-Ing. Ottmann, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 18, S. 237—239 m. 6 Abb. Verfasser beschreibt die bei den einzelnen Wehrkonstruktionen bisher zwecks Eisabführung getroffenen Maßnahmen und führt deren jede Vor- und Nachteile zum Vergleich an. Zum Schluß behandelt er die von der Firma Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, in Verbindung mit Segmentwehren mit Erfolg angewandte Eisklappe.

486. Die großen Betonsperrmauern. Von M. Génissieu. Le Ciment 1925, Nr. 3, S. 90—99 m. 4 Abb. u. 1 Zusammenstellg. Verfasser behandelt die Wirtschaftlichkeit von großen Talsperrenmauern und zieht bestimmte Grenzen. Ferner werden in diesem Zusammenhang erörtert die Verwendung mageren Betons sowie plastischen Betons; zum Schluß wird eine Übersicht über die bei den drei Talsperren Eguzon, Chavanon und Barberine verwendeten Materialien sowie die Hauptabmessungen gegeben.

487. Die Ausnutzung der Wasserkräfte im Tale des Torrente Varrone durch die „Orobia“-A.-G. Von G. Bonomi. L'Energia elettrica 1924, November, Heft 2, im Auszuge in Bautechnik 1925, Heft 16, S. 216—220 m. 8 Abb. Von Dr.-Ing. Marquardt. Die der Gesamtanlage zugrunde liegenden Wasserwirtschaftspläne werden auszugsweise wiedergegeben und anschließend die einzelnen Anlagen — Sperrmauer, Ableitungskanal, Druckrohrleitung, Krafthaus — beschrieben.

488. Beitrag zur Turbinentheorie. Von Dr.-Ing. Bruno Eck, Aachen. Werft, Reederei, Hafen 1925, Heft 8, S. 199—207 m. 20 Abb. Die Strömung durch ein rotierendes Turbinenrad wird nach den Methoden der Wirbeltheorie behandelt. Die Gegensätze bzw. Änderungen dieser neueren Auffassung gegenüber der bisherigen Stromfadentheorie, deren Ergebnisse einleitend kurz zusammengestellt sind, werden diskutiert. Bei Voraussetzung einer reibungsfreien Flüssigkeit läßt sich die Q — H-Linie berechnen. Für den Fall, daß nur eine Schaufel rotiert, wird eine exakte Lösung angegeben. Der Übergang zu mehreren Schaufeln wird näherungsweise durch die Annahme von isolierten Wirbelpunkten erreicht, die den Einfluß der Schaufelzahl und der übrigen Parameter auszurechnen gestattet. Im Hinblick auf die Strömungen im feststehenden Leitapparat und die für das unendlich lange Gitter bereits bestehenden Lösungen wird die Wirkungsweise von Schaufeln in einem rotierenden und einem translatorischen System kritisch untersucht.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

489. Eine Grabenverlegung im schiebenden Gebirge. Von Dr.-Ing. Seeger, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 15, S. 173—174 m. 5 Abb. Es werden die Gründe erörtert, die zur Aufgabe des Grabens und seiner Linienführung Veranlassung gaben und die Anlage eines druckfesten unterirdischen Kanals als günstigste Lösung zur Ausführung kommen ließen. Letzterer wird näher beschrieben.

490. Flüssige Luft als Sprengstoff in Zementsteinbrüchen. Von Jacquart. Le Ciment 1925, Nr. 3, S. 109—112 m. 3 Abb. Verfasser behandelt die Zusammensetzung und Konstruktion der Sprengpatronen, die Behandlung mit letzteren sowie die Sprengung selbst und ihre Wirkung.

Straßenbau.

491. Nordamerikanische Automobil-Versuchsstraßen. 3. Fortsetzung in Zement 1925, Nr. 14, S. 327—331 m. 6 Abb. Behandlung der Tunnelmessungen zur Bestimmung der Formänderung der Straßendecke durch Temperaturschwankungen, durch beladene Fahrzeuge, sowie zur Festsetzung des Formänderungsverhältnisses unter Belastung und ohne Belastung vorgenommen; ferner der Rissemessungen und des Verhaltens der Bettung. Es folgt die Zusammenfassung, die zunächst die Schlußfolgerungen, anschließend die Ergebnisse über den Untergrund, den Oberflächenverschleiß, den Verkehr, die Formveränderungen, Materialverbrauch und Kosten, die Konstruktion, die Verkehrsauswirkungen auf Ecken von reinem und bewehrtem Beton enthält.

492. Der Bau von Beton- und Eisenbetonstraßen im Staate Nordkarolina. Von Dr.-Ing. Haller, Stuttgart. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 16, S. 186—189 m. 4 Abb. Die Ausführungen geben die zurzeit im Staate Nordkarolina geltenden Ausführungsbestimmungen wieder.

Eisenbahnbau und -betrieb.

493. Der Oberbau auf Brücken. Von Dr.-Ing. Bloß, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 6, S. 120 bis 124 m. 10 Abb. Verfasser bespricht die Möglichkeiten, durch die elastische Nachgiebigkeit des Oberbaues die Stoßdrücke zu verarbeiten, und damit des weiteren die Aufgabe, die Stoßhöhen möglichst klein und die federnden Durchbiegungen ausreichend groß zu halten; ferner den Vorteil der einfachen Regelung der Höhenlage, den das Nachstopfen bei der Bettung des Regelgleises bietet. Nach Aufzählung einiger Beispiele für die verschiedenen Arten des Brückenoberbaues behandelt Verfasser die in der Bauart des Gleises zur Verfügung stehenden stoßmildernden Mittel. Die Verbesserung des Schienenstoßes. Zwischenlagen zwischen Schiene und Schwelle. Elastische Durchbiegung der Schwellen als Stoßdämpfung. Das Schotterbett als stoßdämpfende Masse.

494. Schienenschweißung im Eisenbahnbau. Von Regsbmstr. Wattmann, Berlin. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 7, S. 163—168. Beschreibung des aluminothermischen Schweißungsvorganges einschließlich der dazu verwendeten Apparate. Technische und wirtschaftliche Vorteile des Schweißstoßes. Aufzählung einiger mit Schienenschweißung ausgeführter Strecken und deren Bewährung.

495. Grundlagen für die Ermittlung des Kohlenverbrauchs bei Zugfahrten. Von Dr.-Ing. H. Müller, Elberfeld. Verkehrst. Woche 1925, Heft 15, S. 193—197, Heft 16, S. 209—213 m. 6 Abb. Zweck der Ausführungen ist, den betriebsleitenden Stellen Unterlagen an die Hand zu geben, mit deren Hilfe sie ohne wesentlichen Zeit- und Arbeitsaufwand ein einigermaßen zutreffendes Urteil über die geldliche Auswirkung der im Zgufördерungsdienst zu treffenden Maßnahmen zu bilden. Aus der Reihe der Einzelfragen wird zunächst die wesentlichste, der Kohlenverbrauch für die Zugförderung, vorweggenommen. Der Kohlenverbrauch als Maßstab für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit. Vorgänge und Grundlagen. Die Ermittlung des spezifischen Kohlenverbrauches.

496. Zur Einführung leichter Dampfzüge bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Oberregs.-Baurat Arzt, Oldenburg. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 7, S. 169—171. Verfasser geht aus von den Triebwagen, deren Beschaffung in ausreichender Zahl zurzeit aus finanziellen Gründen nicht möglich ist, behandelt die sogen. Omnibuslokomotive und die Omnibuszüge, die mit den neuerdings eingeführten leichten Dampfzügen bisher erzielten Erfolge und beschreibt die Zusammenstellung und den Betrieb eines solchen leichten Dampfzuges.

497. Auffahrbarer Drahtzugantrieb für Weichen mit starrer Zungenverbindung. (D. R. P. 338 476 u. Auslands-Pat.) Eisenbahnsignal-Bauanstalt M. Jüdel u. Co. A.-G., Braunschweig. Zeitschr. f. d. ges. E.-B.-Sicherungswes. 1925, Nr. 5, S. 36—39 m. 6 Abb. Die beschriebene neue Bauart, von deren Bewährung im Betrieb noch keine Proben vorliegen, soll folgende Vorzüge vereinigen: Wegfall der auffahrbaren Spitzenverschlüsse und der für diese erforderlichen Unterhaltungsarbeiten. Keine Änderung an der Weiche. Keinerlei Beschädigungen oder Zerstörungen beim Auffahren einer Weiche mit ungenau eingeregelten Zungen. Geringe Empfindlichkeit beim Verfahren der Zungen. Gedrängte Bauart, deshalb leichte Unterbringung zwischen den Gleisen. Ermäßigte Beschaffungskosten.

498. Verbilligung des Betriebes durch Änderung der Signale am Zuge. Von Reichsbahnoberrat Engelhardt, Elberfeld. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 16, S. 462—463. Verfasser behandelt die Einwirkung der durchgehenden Güterzugbremse auf die Wirtschaftlichkeit des Eisenbahnbetriebes, im besonderen stellt er Erwägungen an, welche Veränderungen und insbesondere welche Ersparnisse im Betriebe in Verfolg der Einführung der Kunze-Knorr-Bremse möglich sind zum Ausgleich für die sehr erheblichen Beschaffungs- und Unterhaltungskosten.

499. Die menschliche Arbeitsleistung im Kreislauf des Eisenbahnbetriebsdienstes. Von Dr.-Ing. C. Pirath, Hannover. Verkehrst. Woche 1925, Heft 14, S. 186—188 m. 4 sogen. Beobachtungsbögen, je für Einzelbeobachtung, Fahrdienst, Stellwerk- und Rangierdienst. Abschließend behandelt Verfasser Einzelheiten für eine zweckmäßige Durchführung der fortlaufenden Beobachtung und die Bedeutung der Arbeitsübersichten für die Personalwirtschaft und den Betriebsdienst.

500. Drei Jahrzehnte österreichischen Eisenbahnfahrzeugbaues. Von Ing. J. Rihosek, Wien. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 7, S. 157—163 m. 9 Abb. Verfasser bespricht anläßlich des 30 jährigen Bestehens des Eisenbahn-, später Verkehrsministeriums den Fortschritt im Bau und der Entwicklung der österreichischen Lokomotiven, Eisenbahnwagen und deren Ausrüstungen.

501. Die königl. ungarischen Staatsbahnen in den letzten Jahren und ihre neueste Organisation. Von D. v. Kelety, Direktionspräsident. Ztg. d. V. dsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 15, S. 421—428, Nr. 16, S. 457—462 m. 9 Abb. Verfasser beginnt mit der Inflationszeit und deren Wirkung auf die kgl. ungarischen Staatsbahnen im Zusammenhang mit deren Tarifbildung. Innere Verwaltung. Sparmaßnahmen. Die neue Verwaltungsordnung vom 28. Dezember 1924. Personalabbau. Angaben über die finanzielle Lage, den Verkehr. Zustand des Oberbaumaterials. Materialbeschaffung. Gestaltung der Betriebskosten. Betriebswirtschaftliche Statistik.

502. Die neuen Bahnhofsanlagen von Lille-Délivrance. Le Ciment 1925, Nr. 3, S. 100—102 m. 5 Abb. Im Rahmen der Wiederherstellungsarbeiten der durch den Krieg zerstörten Eisenbahnlinien und -anlagen ist das Eisenbahnnetz um Lille erweitert worden. Die für diese Erweiterung erforderlichen Bauten werden beschrieben.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

503. Beton und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Von Geheimrat Prof. Otzen. Zement 1925, Nr. 14, S. 320—324 m. 6 Abb. In der Fortsetzung behandelt Verfasser Bahnhöfe nebst allen zugehörigen Baulichkeiten ausschließlich der Werkstattanlagen. Empfangsgebäude. Bahnsteigdächer.

504. Das Chilehaus. Von Dipl.-Ing. Weltsch, Hamburg. Beton u. Eisen 1925, Heft 8, S. 125—130 m. 13 Abb. Verfasser behandelt in der Hauptsache die bemerkenswerten Eisenbetonkonstruktionen, im besonderen die Überbrückung der Fischertwiete. Auszug aus der statischen Berechnung. Bewehrungseinzelheiten.

505. Schnelle Berechnung verschiedener gleichzeitig auf Druck und Biegung beanspruchter Eisenbetonquerschnitte. Von Prudon, Le Génie Civil 1925, Nr. 12, S. 281—284. Berechnung eines Rechtecks, eines I-, Ring- und Achteckquerschnittes mit daran anschließenden Zahlenbeispielen.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

506. Wasserversorgung der neuen Kasernen in Neustadt a. d. Hardt. Von Dr.-Ing. G. J. Lehr. Gesundheitsing. 1925, Heft 16, S. 181—186 m. 11 Abb. Beschreibung der Brunnenanlage, der Pumpstation, Rohrleitung, des Pumpversuches sowie Angaben über die Kosten der Gesamtanlagen, die für die Besatzungstruppen ausgeführt werden und von der städtischen Wasserversorgung unabhängig sein mußten.

507. Benzinabscheider. Von Stadtbaudir. Prof. Dr.-Ing. Heilmann, Dresden. Gesundheitsing. 1925, Heft 14, S. 161—164 m. 1 Abb. Verfasser geht auf die von Stadtbaurat Hartleben, Dortmund, geforderten selbsttätigen Benzinabscheider ein und bestreitet die Durchführbarkeit des selbsttätigen Betriebes, besonders mit Rücksicht auf Öle verschiedenen spezifischen Gewichtes, nimmt Bezug auf den Schulzeschen Benzinabscheider und teilt die im Entwässerungsgebiete der Stadt Dresden getroffenen und bewährten Maßnahmen mit. Es folgen einige beiderseitige Entgegnungen.

508. Schlammbehandlung nach dem Faulverfahren. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Kurz. Gesundheitsing. 1925, Heft 15, S. 169 bis 171. Nach einer Behandlung des Faulvorganges bei der Schlammfaulung stellt Verfasser die einzelnen Verfahren, im besonderen Emscherbrunnen und Kremerbrunnen, zum Vergleich, um zu ermitteln, welches System für Großkläranlagen geeigneter ist. Zum Schluß werden die sogen. Erfurter Trichter hinsichtlich ihres Betriebes und ihrer Wirkung und schließlich die künstliche Steigerung des Gasanfalles behandelt. Es folgen zwei Erwiderungen, von Dr.-Ing. Kusch, Berlin-Friedenau, und G. Straßburger, Erfurt.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

— — — —

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

509. Bauunfälle und deren Vermeidung. Von Prof. Dr.-Ing. Möller, Braunschweig. Beton u. Eisen, Heft 8, S. 130—133 m. 6 Abb. Schluß aus Heft 4. Fortsetzend behandelt Verfasser Mängel der Schalung und Ausrüstung, solcher im Verbund von Eisen und Beton, Mängel in der Anordnung von Diagonaleisen, einmal durch zu kurze Einbindelänge, anderseits durch fehlerhaft geneigte oder fehlende Diagonaleisen, und schließlich kurz die Mängel der Betonbeschaffenheit.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

510. Die Zeit des schwankenden Geldstandes als Bildnerin bleibender Werte für das Verdingungswesen. Aus einer Vortragsreihe: Fragen des praktischen Baubetriebes. Von Regsbmstr. a. D. Dr.-Ing. Hasse, Charlottenburg. Verkehrst. Woche 1925, Heft 14, S. 181—185, Heft 15, S. 197—200. Aufbau der Kostenvermittlung. Vertragsformen im Zeichen der Geldentwertung. Selbstkostenverträge und abgeleitete Formen. Proportionale Änderung der Einheitspreise. Zusammengesetzte Proportionalität. Aufspaltung der Preise. Größere Durchsichtigkeit der Verträge. Gerätevorhaltung. Behandlung einzelner Folgeerscheinungen der zunehmenden Aufspaltung der Preise. Die Ausführungen finden in der breiten Aussprache und einer rückblickenden Zuschrift des Verfassers ihren Abschluß.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

511. Jahrbuch des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes für das Jahr 1924, enthält den Geschäftsbericht, kurze Mitteilungen über die Tätigkeit der verschiedenen Gruppen, das Protokoll der Hauptversammlung, ferner Auszüge aus den Protokollen der Ausschuß- und der Vorstandssitzungen, die Verbandsrechnungen, sowie das Mitgliederverzeichnis.

512. Erlaß, betreffend baupolizeiliche Bestimmungen über Feuerschutz (feuerbeständige und feuerhemmende Bauweisen.) Zement 1925, Nr. 14, S. 324—325. Die bisherigen Bauordnungsbestimmungen enthielten die Begriffe feuerfest und feuersicher, die in feuerbeständig und feuerhemmend umgeändert worden sind. Es folgen erläuternde Begriffsbestimmungen über die Anforderungen, die an eine feuerbeständige und eine feuerhemmende Bauweise zu stellen sind.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

513. Die Ablagerung von Zement. Von Dr. R. Grün, Düsseldorf. Tonind.-Ztg. 1925, Nr. 34, S. 473—480 m. 3 Taf. u. 7 Tab. Verfasser teilt Laboratoriumsergebnisse mit, wonach luftdicht abgeschlossene Zemente durch lange Lagerung, bis zu 3 Jahren, nicht geschädigt werden. Der Praxis angepaßte Ablagerungsversuche im Umfange der modernen Großzahlforschung zeigen gleiches Verhalten verschiedener deutscher Zementsorten bzgl. der Empfindlichkeit gegen Lagern, ferner die durch steigende Lagerdauer hervorgerufene Güteverminderung.

514. Verwendung von teilweise abgebundenem Zement. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover. Grund- und Gerüstbau 1925, Nr. 7, S. 63. Wenn auch die vom Verfasser angeführten Beispiele nicht der Verallgemeinerung dienen sollen, so zeigen sie doch, daß die Verwendung teilweise abgebundener Zemente nicht in jedem Falle zu verwerfen ist. die in beiden Beispielen angeführten Zemente erreichten eine Festigkeit von 40—56 vH der frischen Ware und genügten noch vollauf den Normenvorschriften.

515. Über das Betonieren bei Frost. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover. Grund- und Gerüstbau 1925, Nr. 7, S. 61—63. Die Wirkung des Frostes auf den frischen Beton. Die Herabsetzung des Gefrierpunktes des Wassers. Ein beschleunigtes Abbinden des Zementes. Die Vorwärmung der Betonstoffe.

516. Kann Traß durch anderes Steinmehl ersetzt werden? Von Prof. Burchartz. Zement 1925, Nr. 16, S. 355—358 m. 2 Abb. Schluß. Mitteilg. a. d. Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem. Weiterhin wird der Versuchsvorgang mitgeteilt, dem sich die Beschreibung der Prüfung auf die Bestimmung der Wasseraufnahme, des Raumgewichtes, spez. Gewichts, Dichtigkeitsgrads und Undichtigkeitsgrads, sowie der Druckfestigkeit nach 28 Tagen und nach drei Monaten Erhärtung unter Wasser anschließt. Die Ergebnisse, die Durchschnittswerte aus einer größeren Anzahl von Einzelversuchen darstellen, sind tabellarisch zusammengestellt, ferner der erdfeuchte Mörtel mit dem weichen verglichen, Beziehungen zwischen Raumgewicht und Dichtigkeitsgrad einerseits und Festigkeit andererseits aufgestellt. Dem Steinmehl wird die Befähigung, den Traß zu ersetzen, abgesprochen.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

517. Beitrag zur Auflösung von allgemeinen linearen Gleichungen bei den Berechnungen von mehrfach statisch unbestimmten Systemen. Von Dr.-Ing. L. David, Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 35, Konstruktion und Bauausführung 1925, Nr. 9, S. 70. Verfasser teilt einen Rechnungsgang mit, mit dessen Hilfe man jede n-gliedrige Determinante in eine (n—1)-gliedrige umwandeln kann. Der Ansatz bietet gleichfalls einen Vorteil bei Verwendung der Rechenmaschine.

518. Berechnung ebener in den Eckpunkten einer beliebigen Figur unterstützter Platten. Von J. J. Koch. De Ingenieur 1925, Nr. 16, 40 S. 6 Abb. Verfasser gibt eine einfachere Berechnungsmethode der Spannungen einer unendlich großen Platte, die in regelmäßigen Abständen (in den Eckpunkten von Quadraten, Rechtecken, gleichseitigen Dreiecken u. a.) unterstützt ist.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

519. Über die Verkehrsbahndecke beweglicher Einbauten bei Straßenbrücken. Von Dr.-Ing. Herbst, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 20, S. 265—267 m. 7 Abb. Anforderungen an den in Behandlung stehenden Brückenteil. Aufzählung einer Anzahl von Anordnungen für die Abdeckung der beweglichen Fahrbahn. Besondere Erwähnung findet die Abdeckung aus Hanfseilmatten auf Hartholzbohlen und die mit ihr bisher gemachten guten Erfahrungen.

520. Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager. Von Reichsbahnrat Karig, Dresden. Bautechnik 1925, Heft 19, S. 254 bis 257, Heft 20, S. 267—270 m. 16 Abb. u. 3 Tafeln. Zunächst wird auf den Vorschlag bzw. Entwurf des Eisenbauverbandes, im besonderen auf dessen nach Ansicht des Verfassers wesentliche Mängel näher eingegangen und anschließend ein neuer Vorschlag vorgelegt, der sich an den früher veröffentlichten Entwurf des Verfassers anschließt und die inzwischen bekanntgewordenen Wünsche bzw. Gegenvorschläge berücksichtigt. Die Tabellen enthalten: 1. die zulässigen Spannungen der Lagerteile; 2. Abstufung der Lagergrößen; 3. Übersicht der Verschiebungswerte der Rollenlager, 4. die Abmessungen und Gewichte der Rollenlager, 5. der Kugelkipplager, 6. der hohen Festlager, 7. der niedrigen Festlager und 8. der Einrollenlager.

521. Überbrückung des Hafens von Sydney. Von Ing. B. M. Gratama. De Ingenieur 1925, Nr. 13, S. 266—270 mit 4 Abbildg. Bericht über das Preisausschreiben und Angaben über Art und Abmessungen der zu erbauenden Bogenbrücke.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

522. Europas größte Klappbrücke. Der Brückenbau 1925, Heft 7/8, S. 33—35 m. 4 Abb. Die doppelseitige, einflügelige Eisenbahnklappbrücke für die norwegische Staatseisenbahn bei Drontheim wird kurz beschrieben; System Strauß, Parallelogramm-Klappbrücke. 40 m Spannweite der Klappe. Betriebsweise.

523. Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm. Von Dr.-Ing. e. h. Schaper. Bautechnik 1925, Heft 19, S. 250—254 m. 1 Abb. Schluß a. Heft 17. Die elektrotechnischen Anlagen der Klappbrücke. Triebwerk zum Bewegen der Klappe. Riegel- und Schraubentriebwerk. Schaltpult und Signalvorrichtung. Schaltanlage. Straßenbahnsignale. Arbeitsspiel.

524. Ungleicharmige Drehbrücken. Von Obering. Joosting, Utrecht. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 8, S. 189—191 m. 19 Abb. Bezugnehmend auf seinen Aufsatz, Heft 6, Jahrg. 1906 ders. Zeitschr., über eine neue Bauart für ungleicharmige Drehbrücken behandelt Verfasser eine besondere Anordnung, die nach Absenkung der Brücke auf die Auflager der vollständigen Entlastung der Drehzapfen dient; und zwar gilt diese Anordnung besonders für größere eingleisige bzw. zweigleisige Drehbrücken.

525. Die Verbreiterung einer eisernen Auslegerträgerbrücke über den Song-ka bei Hanoi (Tongking). Von Ch. Dautin. Le Génie Civil 1925, Nr. 17, S. 397—399 m. 9 Abb. u. 1 Tafel. Verbreiterung durch eine beiderseitig 3,80 m auskragende Fahr- bzw. Gangbahn. Aufhängung derselben an der Brückenkonstruktion bzw. an den Pylonen.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

526. Konstruktion und Ausführung des Ballinhauses in Hamburg. Von Dipl.-Ing. Siebert. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 35, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 9, S. 65—68 m. 7 Abb. Einleitend werden znnächst die hauptsächlichsten Größenabmessungen wiedergegeben. Besondere Erwähnung finden die Gründungsarbeiten und die Eisenbetonkonstruktion der Haupttreppe, der Gesamtaufbau und die Bauabwicklung.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

527. Die Grundgleichungen des Wasserhaushaltes eines Flußgebietes. Von Prof. Dr. K. Fischer, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 18, S. 209—212. Die Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß. Bilanz im langjährigen Durchschnitt. Der Sinn der Gleichung; Niederschlag = Abfluß + Verdunstung + Versickerung und die Bilanz für einen einzelnen Zeitabschnitt.

528. Über Geschwindigkeitsreduktionen bei Wassermessungen. Von Ing. W. Reitz, Graz, Schweiz. Bauztg. 1925, Nr. 19, S. 239—240 m. 1 Tab. Neben der Voll- und Oberflächenmessung wird in der Schweiz das Geschwindigkeitsverhältnis in der Lotrechten zur Wassermessung herangezogen. Letzteres Verfahren wird näher entwickelt und anschließend eine Methode der Geschwindigkeitsumrechnung gezeigt, die wesentlich bessere Ergebnisse zu erzielen gestattet.

529. Das Druckwasser in dem Haarlemermeerpolder. Von Ing. G. J. Bijl. De Ingenieur, 40. Jahrg., 1925, Nr. 7, 14. Febr. 1925, 6 Abb. Verfasser gibt eine Zusammenstellung von Feststellungen einer ganzen Reihe von Ingenieuren und Forschern, die auf eine Verminderung des Druckwassers im Haarlemermeerpolder hindeuten. Die früheren Berechnungen der Gesamtgröße des Druckwassers werden näher untersucht, ebenso die Berichte über Brunnenbohrungen im Poldergebiet und über die Gewinnung von Sumpfgas durch Gasbrunnen. Schließlich wird die Frage des Zusammenhanges zwischen Bodenbewegung und stellenweises Vorkommen von Druckwasser an der Hand von vorliegenden Nachrichten erörtert.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

530. Die Hochwässer des Song-ka und der Hochwasserschutz des Deltas von Tongking. Von Nomandin. Ann. des Ponts et Chaussées 1925, I, part. techn., S. 5—55 m. 4 Abb. Nach einleitender Beschreibung des Stromgebietes, der Zuflüsse, des Niederschlaggebietes, der Wasserstände, des Stromlaufes selbst zählt Verfasser zunächst die einzelnen starken Hochwässer auf, behandelt die Bildung des Deltas und die zwecks Hochwasserschutz errichteten Bauten.

531. Geschichte der Wasserbauten im Hafen von Bordeaux. Von P. Lefort †. Ann. des Ponts et Chaussées 1924, VI, part. techn., S. 289—349 m. 4 Abb. Die Ausführungen enthalten zumeist die geschichtliche Entwicklung der Flußregulierungen zwecks Herstellung einer den anhaltend gestiegenen Anforderungen der Schiffahrt genügenden Stromrinne innerhalb der Gironde.

532. Der Hafen von Liverpool. Von Blanquet. Ann. des Ponts et Chaussées 1925, I, part. techn., S. 56—74. Es werden allgemeine Organisationsfragen erörtert. Ausgehend von der Organisation englischer Häfen allgemein, wird zunächst die Entwicklung der Organisation des Hafens von Liverpool innerhalb einzelner Zeitabschnitte beschrieben.

533. Riesa als Elbumschlaghafen und die Tarifpolitik der Sächsischen Staatseisenbahn. Von Dr. rer. pol. H. Stark. Archiv f. Eisenbahnwesen 1925, Heft 3, S. 469—504 m. 14 Tab. Die Tarifpolitik für den Elbumschlagverkehr Riesas von 1906 an bis zum Kriegsausbruch; anschließend von der Zeit während des Krieges bis zum Jahre 1920 und die neue Tarifgestaltung durch das Reich seit 1920. Die Verkehrsentwicklung von Riesa wird behandelt in folgenden Kapiteln: Die Entwicklung des Gesamtverkehrs von Riesa von 1880—1922. Die Entwicklung des Verhältnisses zwischen dem Verkehr von und demjenigen nach der Elbe für den Riesaer Umschlag. Bewegungen der hauptsächlichsten Frachtgüter über Riesa in den Jahren von 1910 bis 1922.

534. Der Abschlußdamm des Zuidersees. Einige Bemerkungen zur Broschüre von Sanders. Von Ingenieur Van Konijnenburg. De Ingenieur, 1925, Nr. 9, S. 182—84. Besprechung der Beurteilung durch die deutschen Professoren De Thierry und Engels.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

535. Das Wäggitalkraftwerk. Von E. Bütikofer, Zürich-Ravensburg. Wasserkraft 1925, Heft 9, S. 152—155 m. 4 Abb. Aufspeicherung von überschüssigem Sommerwasser für den Kraftbedarf der Winterzeit zum Zwecke des Ausgleichs zwischen Energieerzeugung und Energiebedarf. Das vom Verfasser behandelte, seiner Vollendung entgegengehende Kraftwerk Wäggital schafft den Ausgleich in den Netzen der Stadt Zürich und der Nordostschweizerischen Kraftwerke, welche den größten Teil der Kantone Thurgau, Schaffhausen, Zürich, Glarus, Zug und Aargau mit elektrischer Energie versehen.

536. Druckleitungen aus Eisen und Eisenbeton als Teile von Wasserkraftanlagen in Niederländisch-Indien. Vortrag von Ing.W. Beijerinck. De Ingenieur, 1925, Nr. 8, S. 154—159, 2 Abb. Es werden von den Druckleitungen größerer Leistungsfähigkeit zunächst die aus Eisen, und zwar geschweißte und genietete, weiter die aus Eisenbeton behandelt und schließlich beide Arten mit einander verglichen hinsichtlich der Festigkeit, der Kosten, des Wasserführungsvermögens und vom nationalen Standpunkt aus. Dabei werden über die Berechnung des Unterbaues eiserner Druckleitungen, über den Einfluß auftretender Spannungen auf die Wasserdichtigkeit von Eisenbetonleitungen und über die Verwendung von Eisenbeton bei größeren Druckhöhen Angaben gemacht.

537. Bau einer Großwasserkraftanlage im Kaukasus. Von Dr.-Ing. Enzweiler. Bautechnik 1925, Heft 19, S. 257—258. Kurze Übersicht des von der Stadt Tiflis in Georgien als Bauherrschaft der Siemens-Bauunion zur Ausführung übertragenen Projektes. Äußerst schwierige Errichtung der Sperrmauer infolge enger Schlucht, stark schwankender Wasserstände und ungünstiger Untergrundverhältnisse.

538. Die Entwicklung der Wasserturbinen. Von A. L. Coflisch. Bulletin Technique de la Suisse Romande 1925, Nr. 6, S. 61—66 m. 9 Abb. Gegenüber amerikanischen Anschauungen werden die Vorzüge der vertikalen Anordnung der Turbinenachse bei den modernen großen Turbinen dargelegt, allgemein, bei Francisturbinen und bei Peltonrädern. Weiter werden Angaben über die bemerkenswertesten Konstruktionen der schweizerischen Gesellschaft Escher, Wyß u. Cie. und der Gesellschaft Th. Bell u. Cie. gemacht, insbesondere auch über den Rotationsschieber von Escher, Wyß u. Cie.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

539. Das maschinelle Bohren von tiefen und weiten Bergbauschächten durch Triebsand und wasserführende Schichten. Von Professor Ing. J. P. de Vooys. De Ingenieur 1925, Nr. 12, S. 235—246 m. 27 Abb. Vortrag im Kgl. Ingenieur-Institut mit folgender Aussprache. — Es werden zunächst die Schwierigkeiten erörtert, die beim Durchfahren des Deckgebirges auftreten können, mit besonderer Berücksichtigung der niederländischen Bergbaugebiete, weiter die Gefriermethode und deren Anwendungsmöglichkeiten sowie andere Mittel zur Überwindung schwieriger Bodenschichten beim Schachtabteufen. Im besonderen werden dann die Probleme behandelt, die bei der Entwicklung der Schachtbohrmethoden zu lösen waren, die wichtigsten maschinellen Methoden beschrieben und an einzelnen ausgeführten Beispielen durch zahlreiche Abbildungen erläutert.

Straßenbau.

540. Nordamerikanische Automobil-Versuchsstraßen. Zement 1925, Nr. 16, S. 370—372 m. 3 Abb. Fortsetzung. Nach einer die Eigenschaften des feinen Zuschlagmaterials wiedergebenden Zusammenstellung werden fünf Gruppen der Versuchsbahn aufgezählt, die sich nach der besonderen Art der Untersuchung und dem Charakter (Herkunft und physikalische Eigenschaften) der Zuschläge unterscheiden. Ferner werden eine Prüfungsmaschine sowie die Prüfungen an Probestücken und Messungen der Verschleißtiefe beschrieben.

541. Straßenverbesserung in England. Roadmaker vom April 1925, S. 323—324. Der neue Gesetzentwurf zur Straßenverbesserung in England mit jährlich 40 Mill. Pfd. Aufwand sieht auch die Bepflanzung der Straßen mit Bäumen und Buschwerk und die Anlage von Rasenstreifen vor, ferner den Bau von Versuchsstraßen. Angeregt wird die Benutzung der Versuchsstraßen zur Untersuchung der Ursachen des Schleuderns von Kraftfahrzeugen, das einen großen Teil der Straßenunfälle verschuldet.

542. Eisenbetonstraße auf torfigem Untergrund. Von Robert M. Alexander, Ingenieur-Assistent in Lanarkshire. Roadmaker vom April 1925, S. 333—339 m. 2 Abb. u. 1 Bildtafel. Eingehende Beschreibung des erfolgreichen Umbaues einer 5 km langen Schotterstraße in eine Eisenbetonstraße auf torfigem Untergrund in Schottland.

543. Bewährung von Eisenbetonstraßen am Meeresstrand bei Sturmfluten. Roadmaker vom April 1925, S. 345—348 m. 5 Abb. Fünf Beispiele von Bewährung von Eisenbetonstraßen am Meeresstrand, auch auf sandigem Untergrund, bei Winterstürmen.

544. Die Aufrechterhaltung des Verkehrs beim Aufbrechen von Wegebefestigungen. Von Ing. F. J. Langemeyer. De Ingenieur, 40. Jahrg., Nr. 7 v. 14. Febr. 1925. Verf. gibt eine Reihe von Regeln und Methoden für die Aufrechterhaltung des Verkehrs bei Straßenbauarbeiten oder aus anderer Veranlassung und erörtert ihre Vor- und Nachteile.

Eisenbahnbau und -betrieb.

545. Der Umbau des Hauptbahnhofes Mannheim. Von Dr. A. Kuntzemüller, Triberg. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 18, S. 520—522 m. 1 Abb. Unter Hinweis auf einen Aufsatz in ders. Zeitschr. 1914, S. 1119ff. werden die bestehenden Projekte besprochen und die Vermeidung einer Kopfstation in jedem Falle gefordert. Im Zusammenhang mit dem Umbau des Mannheimer Bahnhofes soll den berechtigten entsprechenden Ansprüchen Ludwigshafens entsprochen werden.

546. Die Erweiterung des Hauptpersonenbahnhofs Frankfurt a. M. in den Jahren 1912 bis 1924. Von Reichsbahnoberrat Claus, Frankfurt. Dtsch. Bztg. Nr. 33, Stadt u. Siedlung Nr. 9, S. 67—70 m. 21 Abb. Abschließend werden die Tunnelanlagen beschrieben, die der Aufnahme und Beförderung von Gepäck, unabhängig vom Bahnsteigverkehr, dienen. Da die Ausführung der Untertunnelung bei voller Aufrechterhaltung des Verkehrs erfolgen mußte, entstanden außerordentliche Schwierigkeiten. Zuletzt finden noch die zur Bewältigung des gesteigerten Postverkehrs getroffenen Maßnahmen bzw. die errichteten Erweiterungsbauten, die Sicherungs- und Fernmeldeanlagen, sowie die Kosten kurz Erwähnung.

547. Die Eisenbahnen des Deutschen Reiches 1921 und 1922. Archiv für Eisenbahnwesen 1925, Heft 3, S. 505—525. Zusammenstellung der Betriebsergebnisse dieser Bahnen für die Rechnungsjahre 1921 und 1922 auf Grund des 43. Bandes der amtlichen Statistik des Reichsverkehrsministeriums.

548. Staat und Eisenbahnwesen in Britisch-Indien. Von Dr. G. Voigt. Arch. f. Eisenbahnwes. 1925, Heft 3, S. 557—583 m. 2 Kart. u. 4 Abb. Fortsetzung von S. 247. Die Faktoren des Betriebs und seine Organisation. Das Netz als Betriebsfaktor, das Material, der Mensch als Verkehrsproduzent, die staatliche Organisation und Finanzierung des Betriebs. Der Staat und die Beziehungen zwischen Verkehrsleistungen und Verkehrsinteressenten. Das Tarifwesen.

549. Die Eisenbahnen in Niederländisch-Ostindien. Von Dr. Overmann, Altona. Archiv f. Eisenbahnwesen 1925, Heft 3, S. 526—540. Die Staatseisenbahnen (Haupt- und Nebenbahnen), Staatskleinbahnen und die Privatbahnen.

550. Die Gruppierung der Eisenbahngesellschaften in Großbritannien. Von Peschaud. Revue générale des Ch. d. F. 1925, Nr. 2, S. 100—113. Einleitend weist Verfasser auf die „Vereichlichung" der Eisenbahnen verschiedener Staaten nach dem Kriege hin und geht im besonderen auf die entsprechenden Verhältnisse in England ein, wie sie schon seit längerem vorgesehen waren. Des näheren geht Verfasser auf den Railway Act vom Jahre 1921 ein.

551. Die Betriebsergebnisse der französischen Staatseisenbahnen im Jahre 1923. Revue générale des Ch. d. F. 1925, Nr. 3, S. 199—205. Es werden auszugsweise Abrechnungszahlen — Einnahmen, Ausgaben, Kapitalbelastungen usw. mitgeteilt und die Betriebsergebnisse mit denen des Jahres 1922 verglichen.

552. Selbsttätige, von der Lokomotive aus wirkende Signale. Von M. Marrty u. M. Picard. Revue générale des Ch. d. F. 1925, Nr. 3, S. 185—198 m. 17 Abb. u. 2 Tafeln. Verfasser teilen die bei der Compagnie de l'Est mit einer von der Lokomotive aus wirkenden Signalvorrichtung gemachten Erfahrungen mit; es handelt sich darin um ein Schienenstromschließsystem, genannt crocodile. Es wird die gesamte Konstruktion und deren Wirkungsweise näher behandelt.

553. Die Stellung der Schienen auf den Querschwellen. Von M. Descubes. Revue générale des Ch. d. F. 1925, Nr. 1, S. 3—5 m. 3 Abb. Verfasser stellt zum Vergleich die horizontale Lage der Schienen und deren — in Frankreich bis 1918 übliche — Neigung gegen die Horizontale von 1 : 20, nachdem seit Einführung der horizontalen Lage mit gleichzeitiger Einführung der Standardschiene genügend Erfahrungen vorliegen. Es hat sich ergeben, daß es sich empfiehlt, in Weichen und Kreuzungen die horizontale Stellung beizubehalten, auf freier Strecke aber die angegebene Neigung wieder einzuführen.

554. Neuerungen im Gleisumbau. Von Dr. Ing. Busse, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 18, S. 229—231 m. 4 Abb. Die Ausführungen enthalten Vorschläge zur Einführung maschineller Einrichtungen zwecks Verbilligung des Betriebes, besonders mit Rücksicht auf den unregelmäßigen Bedarf an Arbeitskräften beim Gleisbau bzw. für Gleisunterhaltungsarbeiten. Verfasser bespricht die auf der Seddiner Ausstellung von der Mannheimer Maschinenfabrik Mohr u. Federhaff ausgestellte Gleisumbauvorrichtung; sie besteht aus drei Teilen, dem Graspflug, dem Schotterpflug und dem Dampfkran.

555. Grasbeseitigung auf Gleisbettungen. Von M. Corset. Revue générale des Ch. d. F. 1925, Nr. 1, S. 6—16 m. 13 Abb. Verfasser behandelt die auf französischen Bahnen gebräuchliche Grasbeseitigung auf mechanischem und chemischem Wege. Zuerst wird die Reißmaschine bzw. der zu ihrer Aufnahme bestimmte Spezialwagen und die Wirkungsweise der einzelnen Vorrichtungen beschrieben. Es folgt die Beschreibung des chemischen Säuberungsvorganges.

556. Organisation in den großen Lokomotivwerkstätten der Eisenbahn-Gesellschaft Paris—Orléans. Von M. Bloch. Revue générale des Ch. d. F. 1925, Nr. 4, S. 165—190 m. 10 Abb. u. 14 Tab. Verfasser berichtet zunächst über die bestehende Organisation, weist auf deren Mängel bzw. Unzulänglichkeit hin und stellt einen allgemeinen Plan für eine neue Organisation auf, deren einzelne Abteilungen eingehend behandelt werden.

557. Über organisatorische Maßnahmen in der Beschaffung und Verwaltung der Oberbaustoffe. Von Reichsbahnrat Kern, Heilbronn. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 17, S. 482—483. Im Gegensatz zu den laut Staatsvertrag festgesetzten Bestimmungen „bei der Vergebung von Lieferungen und Arbeiten die Unternehmer im gesamten Reichsgebiet nach gleichen Grundsätzen zu berücksichtigen", ist es zu einer durchgreifenden Neuordnung im Beschaffungswesen nicht gekommen. Seit Umwandlung der Deutschen Reichsbahn in die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft ist diese verpflichtet, den bisherigen Bestimmungen unter Wahrung der Interessen der deutschen Volkswirtschaft nach kaufmännischen Grundsätzen nachzukommen. Verfasser erörtert die in diesem Bestreben einzuschlagenden Wege.

558. Schnellgüterverkehr. Ein Versuch zur Überwindung der Zugbildung. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Bäseler, München. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 18, S. 507—516 m. 3 Abb. Verfasser erörtert die Frage, ob ein planmäßiges Zusammenwirken von Eisenbahnen und Kraftwagen denkbar ist, wobei hauptsächlich auch einmal eine technische Vereinigung verstanden sein soll. Der Schnellverkehr ist ein Zurückgehen zu dem alten System einzelner Linien in dem heute und mit heutigen Mitteln erreichbaren Ausmaße, und der aufkommende Wettbewerber der Eisenbahn, der Kraftwagen, dient zu ihrer reinsten Entfaltung.

559. Grundlagen für die Ermittlung des Kohlenverbrauchs bei Zugfahrten. Von Dr. Ing. Müller, Elberfeld. Verkehrst. Woche 1925, Heft 18, S. 232—238 m. 2 Abb. Fortsetzung. Angaben über den spezifischen Laufwiderstand. Das Verfahren zur Feststellung der Leistungsgröße. Bestimmung des Kohlenverbrauches während der Fahrt unter Dampf, sonstiger Kohlenverbrauch, Kohlenersparnis, Bestimmung von Einheitswerten. Praktische Durchführung des behandelten Verfahrens.

560. Die Kosten der Stückgutumladung in ihrer Abhängigkeit von der Form der Umladehalle. Von Min.-Amtm. a. D. Reffler, München. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 19, S. 544—546. Zunächst werden einige Beispiele angeführt, die den Einfluß der Verkehrsverhältnisse auf die Gestaltung der Grundform einer Umladeanlage zum Ausdruck bringen. Im übrigen geht Verfasser näher auf einen Sonderfall (Dr.-Ing. Jacobi Nr. 37, 1924 ders. Zeitschrift) ein.

561. Wegfall bestimmter Nebengebühren. Von E.B.-Insp. Schröder. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 18, S. 522. Verfasser empfiehlt, eine große Anzahl von Nebengebühren, deren Einführung gleichzeitig eine gewisse Beschränkung in der Inanspruchnahme der Leistungen der Eisenbahn erhoffen ließ, fallen zu lassen, zumal wider Erwarten die Zahl der Eintragungen in die Nebengebührenbücher der Güterabfertigung etwa 100 vH höher ist als vor der Kriegszeit. Als Äquivalent können — unter Wahrung der nach kaufmännischen Grundsätzen orientierten Verwaltung der Reichsbahn-Gesellschaft — die Abfertigungsgebühren um einen geringen Prozentsatz erhöht werden.

562. Eisenbahn und Automobil. Von Reichsbahndir. Dr. Scheu. Ztg. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 17, S. 475 bis 482. Verfasser gibt zunächst einen Überblick über die Entwicklungsgeschichte des Automobiles, schildert dann an Hand von Beispielen den augenblicklichen hohen Umfang des Lastautomobilverkehrs, die Konkurrenz der Eisenbahn gegenüber, die Gegenmaßnahmen der Reichsbahn-Gesellschaft, Eisenbahnkraftwagenverkehr, die Rechtsgrundlagen, auf denen sich der Verkehr von Eisenbahn und Automobil vollzieht. Besteuerung, Straßenunterhaltungskosten, Haftung, Reparationslasten, Konzessionspflicht. Zum Schluß werden die Auslandsverhältnisse behandelt.

563. Lokomotiven mit Caprottisteuerung. Von Dr. Ing. e. h. Metzeltin. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 8, S. 187—189 m. 6 Abb. Beschreibung der 1 D-Güterzuglokomotive der Italienischen Staatsbahn mit genannter Steuerung, deren Wirkungsweise und der mit ihr gemachten günstigen Erfahrungen, auf Grund deren die Hanomag eine C-Tenderlokomotive ihrer Regelbauart mit der Caprottisteuerung ausgerüstet hat.

564. Die Dampf-, Öl- und Druckluftlokomotiven auf der eisenbahntechnischen Ausstellung in Seddin. Von Oberregs.-Baurat Wagner, Berlin. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 8, S. 175—187 m. 17 Abb. Schluß v. S. 89. Die regel- und breitspurigen Tenderlokomotiven. Die feuerlosen regelspurigen Dampflokomotiven. Die schmalspurigen Dampflokomotiven. Die Druckluftlokomotiven.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

565. Beton und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Von Geheimrat Otzen, Hannover. Zement 1925, Nr. 16, S. 363—368; Nr. 18, S. 401—405 m. 21 Abb. Den Abschnitt Bahnsteige und Bahnsteigdächer abschließend wird noch die Ausführung von Bahnsteigkanten behandelt. Es folgen die Abschnitte Bahnsteigtunnel und -treppen, Güterschuppen und ähnliche Lagerhäuser, Magazingebäude, Ladebühnen und Verladerampen, Viehbuchten und Prellböcke; Wasserbehälter, Gasometer.

566. Eisenbetonspundwände. Von Ing. A. Kittel, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 20, S. 263—265 m. 8 Abb. Einleitend erwähnt Verfasser die umfangreichere Verwendung von Eisenbetonspundwänden als Folge der zunehmenden Kenntnis der Einwirkungen von See- und Grundwasser auf Beton sowie der entsprechenden Schutzmaßnahmen. Verfasser gibt eine Übersicht über verschiedene Ausführungsarten, und zwar zunächst Spundbohlen mit Nut und Feder, alsdann solche mit beiderseitigen Nuten.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

567. Der Einfluß des Kraftfahrzeugverkehrs auf Städtebau und Siedlungswesen. Nach einer Denkschrift vom Beigeordneten Dipl.-Ing. Ehlgötz, Essen. Dtsch. Bztg. Nr. 33, Stadt u. Siedlung Nr. 9, S. 70—72. Es werden weiterhin die Maßnahmen aufgezählt, die den Einfluß des Kraftfahrzeugverkehrs in technisch-wirtschaftlichen Grenzen zu halten geeignet erscheinen. Dabei werden zunächst die verkehrspolizeilichen, dann die Verwaltungsmaßnahmen behandelt.

568. Logarithmographische Tafel zur Dimensionierung der Anfangsstrecken städtischer Kanalnetze. Von Dipl.-Ing. Klemm, Stuttgart. Gesundheitsing. 1925, Heft 18, S. 217 bis 218 m. 1 Tafel. Beschreibung der vom Verfasser auf Anregung des verstorbenen Prof. Weyrauch entworfenen logarithmographischen Tafel, aus der bei gegebenen Regenmengen R, Abflußkoeffizient ψ, Einzugsfläche F und Straßengefälle J unmittelbar entnommen werden kann, ob der Mindestdurchmesser verwendbar ist oder welch größerer Durchmesser in Frage kommt.

569. Reinigung der Kanalwässer. Von M. Verrière. Ann. des Ponts et Chaussées 1925, I, part. techn., S. 75—95. Verfasser behandelt hauptsächlich die Methoden, die der Reinigung städtischer Abwässer von Schwebestoffen und sich auflösenden Stoffen dienen.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

570. Vorschlag zur Verbesserung der Wiener Stadtbahn durch Erbauung einer Ergänzungslinie Margaretengürtel—Mariahilf. Von Ing. C. Hochenegg. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1925, Heft 17/18, S. 139—142 m. 2 Abb. Beschreibung der Ergänzungslinie. Begründung der Teilstrecke. Rentabilität. Verkehrsverbesserungen.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

571. Ein General-Siedlungsplan für das Wirtschaftsgebiet der Stadt Brandenburg (Havel). Von Stadtbaurat Dr. Wolf, Brandenburg. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 33, Stadt und Siedlung Nr. 9, S. 65—67 m. 1 Abb. Zunächst behandelt Verfasser die dem Siedlungsplan zugrunde gelegten Richtlinien und betont, daß bei seiner Aufstellung bewußt eine Verhinderung der Entwicklung Brandenburgs zu einer im üblichen Sinne uns bekannten Großstadt erstrebt und versucht wird, den Charakter der Mittelstadt, trotz stärkster Industrialisierung der Umgebung zu wahren. Im einzelnen wird die Bedeutung des Silokanals als Teil des Mittellandkanals für Brandenburgs Entwicklung, desgleichen die der Ober- und Unterhavel, der bestehenden Fernverkehrswege im allgemeinen, der ansässigen Industrien u. a. m. erörtert.

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

572. Kostenvergleichung von Eisenbahnen und Wasserstraßen. Von Ing. J. A. Ringers. De Ingenieur, 1925, Nr. 10, S. 189—201. 3 graph. Darstellungen u. 4 Tabellen. Verf. gibt für holländische Verhältnisse eine vergleichende Zusammenstellung der 1924 notierten Frachten für Eisenbahnen und Wasserstraßen, behandelt dann die Verschiedenheit der Verpflichtungen für den Eisenbahn- und Wasserverkehr (Güterannahme, Tarifgenehmigung und -feststellung, Ablieferungszeit u. a. m.), die Bildung der Schiffsfracht sowie der Eisenbahnfrachten aus den verschiedenen entstehenden Kostenanteilen, die Vergleichung von Eisenbahn- und Wasserfrachten für neuen Verkehr und zieht schließlich für die Niederlande die Folgerungen.

573. Technisch-wirtschaftliche Reiseeindrücke in Amerika. Dtsch. Bauwesen 1925, Nr. 9, S. 76. Nach einem Vortrag von H. Architekt F. Paulsen über die Eindrücke einer Reise durch die östlichen Großstädte der Vereinigten Staaten. Als besonders bemerkenswerte Mitteilung ist zu erwähnen, daß der Kubikmeter umbauten Raumes in Amerika nur den 10—15fachen Betrag der Maurerlohnstunde, bei uns dagegen etwa den 30fachen Betrag, erfordert.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

574. Erziehung des Technischen Nachwuchses in Amerika. Von G. Schlesinger, Charlottenburg. Werkstattstechnik 1925, Heft 9, S. 301—316 m. 12 Abb. bzw. Tab. Beginnend mit der Ausbildung auf den einzelnen Schulen bis zur Universität bzw. Hochschule leitet Verfasser über zu der Zusammenarbeit, die zwischen einzelnen größeren Fabriken bzw. Unternehmungen und den Universitäten besteht; im Zusammenhang damit behandelt er die Vorteile dieses Systems amerikanischer Akademikererziehung; ferner die Ausbildung der Lehrlinge im einzelnen. Schließlich geht Verfasser noch auf die Kostenfrage im Vergleich mit deutschen Verhältnissen ein. Weiterhin wird der Mangel an einer Ausbildung zu Verwaltungsingenieuren in Deutschland und im Anschluß daran die eingehende Ausbildung in Amerika behandelt.

575. Aus der Besprechung des Haushaltes des Reichsverkehrsministeriums im Plenum des Reichstags am 17. Februar 1925. Dtsch. Bauwesen 1925, Nr. 9, S. 76/77. Es werden die Ausführungen des Geheimen Kommerzienrates Dr.-Ing. Wieland wiedergegeben, der die Schaffung des „Technischen Ministeriums" als Staatsnotwendigkeit fordert.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

576. Mitteilungen über die französischen Tonerdezemente. Von Dr.-Ing. O. Gaßner. Zement 1925, Nr. 19, S. 426 bis 427 m. 1 Abb. Im Anschluß an seine Ausführungen in derselben Zeitschrift 1924, Nr. 35 u. 47, 1925, Nr. 13 u. 14 berichtet Verfasser über die Art der Versuchsausführung bei der Nachprüfung der Behauptung, daß die Haftfähigkeit von Eisen im Beton bzw. Mörtel größer sei, wenn dieser anstatt aus Portlandzement aus Schmelzzement vom Typ des ciment fondu bereitet wurde. Zum Schluß führt Verfasser einige ausgeführte Beispiele aus der Eisenbetonpraxis an, die den Wert des Schmelzzementes erkennen lassen.

577. Zur Petrographie des modernen Portlandzementklinkers. Vortrag geh. a. d. Generalversammlg. d. Vereins Deutsch. Portland-Zement-Fabrikanten 1925. Von Dr. C. Biehl. Mittlg. a. d. Wickinginstitut f. Zement- u. Betonforschung, Lengrich i. Westf. Zement 1925, Nr. 17, S. 379—382, Nr. 18, S. 397—399 m. 15 Abb. Anwendung des Polarisationsmikroskops bei der Untersuchung von Portlandzementklinkern im Dünnschliff. Aus dem Bild unter dem Mikroskop werden rückwärts Schlüsse gezogen auf Brand und Sinterung, Ofenart; Kühlung; Zusatz von Flußmitteln; chemische Zusammensetzung und als Summe der Beobachtungen auch auf die Güte des aus dem untersuchten Klinker resultierenden Zementes; es sind am Schlusse die Ergebnisse der Untersuchungen kurz zusammengefaßt.

578. Über die Erhärtung von Beton bei niedrigen Temperaturen über dem Nullpunkt. Von Prof. Dr.-Ing. Geßner, Prag. Beton u. Eisen 1925, Heft 10, S. 161—162 m. 1 Abb. u. 2 Zahlentaf. Es werden die Ergebnisse von Untersuchungen mitgeteilt, die der Feststellung der Druckfestigkeitsverminderung bei Betonkörpern dienten. Letztere waren mit hochwertigem und gewöhnlichem Portlandzement hergestellt; und zwar bei Lagerung im Freien in Temperaturen von tunlichst 0 bis $+5^0$ gegenüber der Lagerung in normalen Temperaturen von 15 bis 20^0. Als Probekörper dienten Würfel von 20 cm Kantenlänge mit einem Mischungsverhältnis von 240 kg Zement auf 1 m^3 loses Gemenge, daher an der unteren, für die Herstellung von bewehrtem Beton zulässigen Grenze gewählt.

579. Zur Änderung der Traßnormen. Von W. Fredl, Harburg-Schwaben. Tonindustrieztg. 1925, Nr. 38, S. 532—534 m. 5 Tab. Die 1900 vereinbarten Prüfungsvorschriften für Traß sind im wesentlichsten dieselben geblieben. Unter Berücksichtigung der Ettringer und der bayrischen Trasse wird der Wert der Hydratwasserbestimmung als Gütemaßstab für den Traß charakterisiert. Schließlich wird die Bestimmung über die Mahlfeinheit und die Festigkeitsprüfungen besprochen.

580. Die Prüfung künstlicher und natürlicher Bausteine. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover. Der Grund- u. Gerüstbau 1925, Nr. 8, S. 74—77. Es werden die üblichen Prüfverfahren für die Untersuchungen folgender vier Eigenschaften des Materials: Druckfestigkeit, Wasseraufnahmefähigkeit, Frostbeständigkeit und Widerstand gegen Abnutzung, beschrieben.

581. Bemerkungen über die Größe der Nuten im Aufsatzkasten zu den Formen der Würfel mit 7 cm Kantenlänge. Von Otto Graf. Zement 1925, Nr. 18, S. 406. Mittlg. a. d. Materialprüfungsanstalt Stuttgart. Veranlaßt durch eine von den Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement hinsichtlich der Abmessungen abweichende Form der Nuten hat Verfasser untersucht, inwieweit der Wasserzusatz bei verschiedener Nutenbreite und sonst normengemäßer Handhabung verschieden ermittelt wird und dabei festgestellt, daß besonderer Wert auf die Normengenauigkeit gelegt werden muß.

Baumaschinen und Förderanlagen.

582. Einige Gesichtspunkte für die Entwickelung der Transporttechnik in der letzten Zeit. Von W. Davidsson, Stockholm. Teknisk Tidskrift, Stockholm, H. 46 v. 15. 11. 24. Mekanik 11 S. 126—129 u. T. T. H. 51 v. 22. 12. 24. Mekanik 12 S. 133—141 m. 47 Abb. Darlegung des heutigen Standes der Transporttechnik. Die zahlreichen angeführten Beispiele zeigen manches auch für den Bauingenieur Interessante, so z. B. Hafenausrüstungen, Verladebrücken, Riesenkrane und Baumaschinen.

583. Förderanlagen in der Zementindustrie und verwandte Betriebe. Von Dr. M. Blaschke, Charlottenburg. Zement 1925, Nr. 18, S. 411—414 m. 10 Abb. Ausführungsbeispiele von Transportanlagen. Kabelkrane; Einseilbahn; Elektrohängebahn; Handhängebahnen. Die Ausführungen bilden einen kurzen Auszug aus der Bleichertschen Jubiläumsschrift: Ein halbes Jahrhundert Drahtseilbahn-Bau 1874—1924.

584. Moderne Kabelkrane beim Talsperrenbau. Von Dittelbach. Grund- u. Gerüstbau 1925, Nr. 8, S. 77—79 m. 8 Abb. Es werden die beim Bau der Schwarzenbachtalsperre zur Verwendung gelangten Kabelkrane und ihr Betrieb auf der Baustelle beschrieben.

585. Elektrischer Baggerantrieb. Von Privatdoz. Dr. Garbotz, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 21, S. 276—279 m. 9 Abb. Zunächst zählt Verfasser die Ursachen auf, die den Umschwung vom Dampfbetrieb zum elektrischen Antriebe langsam vor sich gehen ließen, und im Zusammenhang damit die Schwierigkeiten betrieblicher Art, die in der Beweglichkeit des Baggers zu suchen waren; im besonderen geht er auf die Ausbildung der Stromabnehmer, der Schleifschuhe und Rollenstromabnehmer, auf die Wahl der Spannung sowie die elektrische Maschinenausrüstung ein.

Statik und Festigkeitslehre.

586. Der Horizontalschub kreisförmiger Zweigelenkbogen. Von Dr.-Ing. A. Troche. J. H. Darmstadt. Beton u. Eisen 1925, Heft 9, S. 147—149 m. 10 Abb. Verfasser schließt seine Ausführungen mit der Behandlung des Einflusses der Normalkräfte auf den Bogenschub, in denen er eine Näherungsgleichung ableitet. Ferner den Einfluß der Temperatur auf den Bogenschub, und zwar gleichförmige und ungleichförmige Temperaturänderung.

587. Hilfstafeln zur Berechnung von durchlaufenden Trägern über ungleiche Öffnungen. Von Dipl.-Ing. L. Kármán, Brüssel. Beton u. Eisen 1925, Heft 10, S. 159—161 m. 2 Tafeln. Die veröffentlichten Zahlentafeln dienen zur Berechnung des Stützenmomentes von Trägern über zwei ungleiche Öffnungen ganz allgemein. Zahlentafel 1 enthält Werte für gleichmäßig verteilte Streckenlasten, Zahlentafel 2 die Werte für Einzellasten. Für Laststellungen, welche zwischen den in der Tafel angegebenen liegen, werden die Werte durch Interpolation gefunden. Es sind zur weiteren Erklärung für den Gebrauch der Tafeln Zahlenbeispiele wiedergegeben.

588. Beitrag zur Berechnung der Verdrehungssteifigkeit von Gußkörpern. Von A. Wolff, Oerlikon b. Zürich. Werkstattstechnik 1925, Heft 10, S. 356—358 m. 4 Abb. Allgemeine Gesichtspunkte für die Bemessung der kraftbeanspruchten Teile von Werkzeugmaschinen. Ableitung einfacher Näherungsformeln für die Beanspruchung und Formänderung schrägverrippter Gußkörper mit U-förmigem Profil.

589. Über das Wesen der plastischen Verformung. 1. Gleichgewichtszustände bei kleinen Verformungen. Von Dr.-Ing. H. Hencky, Delft. V. D. I. 1925, Nr. 20, S. 695—696. Mit Hilfe der Zerlegung des Spannungszustandes in zwei unabhängige Teile, nämlich in einen allseitig homogenen Druck und Zug, wie er in Flüssigkeiten herrscht, und in einen Zustand, der keine Volumenänderung veranlaßt, wird die Ableitung eines Gleichungssystems gegeben, das den Zustand des elastisch-plastischen Gleichgewichts in der Nähe der Fließgrenze beherrscht und eine Berechnung der Verformungen auch für den räumlichen Fall in der einfachsten Weise ermöglicht. In einer folgenden Abhandlung soll im Gegensatz zum statischen Fall das plastische Strömen an einfachen Beispielen behandelt werden.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

590. Die Voruntersuchungen für die Brücke über den Kleinen Belt. Von S. Brannov. Ingeniören, Kopenhagen, Nr. 4 v. 24. 1. 24 S. 37—48 m. 22 Abb. Beschreibung der Durchführung und der Ergebnisse der eingehenden Voruntersuchungen für die südwestlich Fridericia geplante Überbrückung des Kleinen Belt, umfangreiche Bohrungen, genaue Untersuchung des aus den Bohrlöchern geförderten Materials, Feststellen der Strömungsverhältnisse und der Abmessungen der verkehrenden Schiffe nach der Höhe.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

591. Zur Frage der Ausrüstung von Dreigelenkbögen. Von Prof. O. Colberg, Hamburg. Beton u. Eisen 1925, Heft 9, S. 140—144 m. 8 Abb. Verfasser nimmt Bezug auf die Diskussion, die sich an den Vortrag von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Möller, Braunschweig, über den Einsturz der Flensburger Brücken auf der 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins anschloß und die Frage der zweckmäßigsten Ausrüstung von Dreigelenkbrücken zum Gegenstand hatte. Zunächst beanstandet Verfasser die Gewölbekonstruktion an sich sowie das verwendete Sandmaterial. Im übrigen vertritt er sein Verfahren, die Ablassung dort zu beginnen, wo ein Gewölbezusammenschluß nicht erst abgewartet zu werden braucht, sondern bereits vorhanden ist, damit Zugspannungen ausgeschlossen sind.

592. Über das Ausrüsten von Dreigelenkbogen. Von Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Stuttgart. Beton u. Eisen 1925, Heft 9, S. 144—145 m. 2 Abb. Verfasser wendet sich im Rahmen der bereits genannten Diskussion gegen die Auffassung, den Dreigelenkbogen als zwei sich im Scheitel gegeneinander stützende Zweigelenkbogen aufzufassen, d. h. also in den Gewölbevierteln mit dem Ausrüsten zu beginnen. Die elastische Verkürzung des Gewölbes, die bei diesem Ausrüsten beim Auftreten des Bogenschubes auftritt, findet nicht ihren spannungslosen Ausgleich in der zugehörigen Senkung des Scheitelgelenkes, so daß man mit dem Beginn des Absenkens in den Vierteln mehr oder weniger balkenartige Wirkung im Gewölbe auslöst.

e) Eiserne Brücken.

593 Die Hängebrücke über den Dal-Elf in Älvkarlby Von T. Lindblad. Teknick Tidskrift, Stockholm, H. 43 v. 25. 10. 24. Väg- och Vattenbyggnadskonst 10, S. 109—114 m. 12 Abb. Beschreibung des Baues der im Jahre 1924 vollendeten Kabelbrücke, die dadurch bemerkenswert ist, daß der an den Drahtseilen (auf jeder Seite je 3) aufgehängte Versteifungsträger in Holzfachwerk ausgebildet ist; die Pylonen sind aus Eisen; die Spannweite der Mittelöffnung beträgt 110 m.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

594. Wassertürme aus Eisenbeton für die Industrie. Mitgeteilt v. d. Westdeutschen Betonbau G. m. b. H., Hagen. Beton u. Eisen 1925, Heft 9, S. 137—139 m. 8 Abb. Die beiden Eisenbetonwassertürme dienen dem gleichen Zweck, und zwar der Versorgung von Stahlwerken mit Betriebs- und Speisewasser für die vorhandenen Kesselanlagen. Der zweite Wasserturm versorgt gleichzeitig die Stadt Wetter-Ruhr teilweise mit Trink- und Nutzwasser. Neben allgemeinen Gesichtspunkten für das Entwerfen und die Ausführung von Wassertürmen, die einleitend gegeben sind, werden beide Bauwerke im besonderen einzeln und auch vergleichend hinsichtlich der Ausführungsart behandelt.

Gründungsarbeiten usw.

595. Umfangreiche Betongründungen. Von Frank W. Skinner. Concrete vom April 1925, S. 115—123 mit 4 Zeichn. u. 6 Abb. Ausführliche Beschreibung der Einrichtungen zur Förderung, Lagerung, Verarbeitung und Verteilung des Zements, der Zuschläge und der Berechnung sowie des Betons bei reichlich 150000 m³ Beton und Eisenbeton mit 750 m³ Tagesleistung für die Gründungen eines großen Kraftwerks in New York.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

596. Die Straßburger Resolution vom 29. April 1925. Von E. Payot. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 20, S. 257—259. Verfasser zählt die besonderen Bedingungen auf, an die die Genehmigungen einmal für das Projekt der Rheinregulierung der Strecke Kembs—Straßburg und dann des Seitenkanals gebunden sind, und bespricht die einzelnen Bestimmungen.

597. Verschiedene im Hafen von Kopenhagen angewandte Kaimauerausbildungen. Von A. Lorenz. Ingeniören, Kopenhagen, Nr. 51 v. 20. 12. 24 S. 593—600 m. 21 Abb. An Hand der zahlreichen Abbildungen werden die verschiedenartigsten Konstruktionen besprochen, darunter einfache Ausbildungen in Holz, Verbindung von Holz mit Mauerwerk und Eisen, ferner Eisenbetonkonstruktionen, Ausbildungen als Schwergewichtsmauer in Beton mit und ohne Aussparungen, zum Teil mit horizontalen Gewölben zum Abfangen des Erddruckes; bemerkenswert ist die Ausbildung einer ausgeführten Mauer in Eisenbeton mit einem unter Wasser winkelförmig nach hinten einspringenden Querschnitt von nur rd. 2 m Stärke bei 9 m Höhe.

598. Die geplante Erweiterung des Straßburger Rheinhafens. Von Baurat A. Schneider, ehem. Leiter d. Rheinregulierung i. Elsaß-Lothringen. Bautechnik 1925, Heft 21, S. 273 bis 276. Es wird die Entwicklung des Straßburger Hafens im Zusammenhange mit der Rheinregulierung, sowie in der Folge die Straßburger Rheinschiffahrt behandelt. Im übrigen stellen die Ausführungen eine umfangreiche generelle Beschreibung der geplanten Hafenerweiterung dar.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

599. Einige Betrachtungen über die Sohlen aus Eisenbeton in den Abflußöffnungen des Stauwerkes zu Roemond. Von Ing. Sollewija Gelpke. De Ingenieer Jahrg. 1925, Nr. 3, S. 56—58 m. 3 Abb. Die durch Stoneyschützen abschließbaren beiden Öffnungen des zu den Werken der Maaskanalisierung gehörenden Wehres von 17 m Weite haben eine Sohle von Eisenbeton zwischen eisernen Spundwänden. Es wird die Bewehrung gegeben sowohl für den Fall des Baues in einer trockenen Baugrube als auch für den Fall der späteren Trockenlegung einer der Wehröffnungen.

600. Kraftwerke im Großen Lautertal. Von Prof. Dr. Schwenkel, Leiter d. staatl. Stelle f. Naturschutz b. Landesamt f. Denkmalpflege Stuttgart. Bauzeitung 1925, Nr. 16, S. 163—165 m. 4 Abb. Verfasser entwickelt zunächst die Richtlinien, nach denen die staatliche Stelle f. Naturschutz ihre Tätigkeit ausübt, ferner die Grenzen ihres Einflusses und geht im besonderen auf den Bau von Wasserkraftanlagen im Zusammenhang mit den durch diesen verursachten Veränderungen im Landschaftsbild ein. Dabei werden in einem besonderen Falle verschiedene Lösungen besprochen, und zwar nicht nur vom einseitigen Standpunkte der Naturschutzbehörde aus.

601. Einfluß des Auftreffwinkels bei Becherturbinen. Von Dipl.-Ing. H. Ludewig, Dessau. V. D. I. 1925, Nr. 21, S. 723—725 m. 9 Abb. Versuche mit Bechern bestimmter Art (1,0 G-Becher) haben ergeben, daß eine von der üblichen abweichende Becherstellung auf den Wirkungsgrad günstig wirkt, und zwar wenn das senkrechte Auftreffen des Strahles von der Mitte gegen das Ende der vollen Beaufschlagungsstrecke verlegt wird.

602. Eine neue Stromturbine. Von Ing. Dr. F. Magyar, T. H. Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.V. 1925, Heft 19/20, S. 162 bis 164 m. 7 Abb. Beschreibung der Konstruktion sowie der Modellversuche der als Kleinwasserkraftwerke gedachten Stromturbine, die entsprechend der Ausnutzung der Strömungsenergien des Windes der des strömenden Wassers dienen soll.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

603. Entwurf, Ausführung und Unterhaltung von Betonstraßen. Von H. Eltinge Breed, Beratendem Ingenieur in New York. Concrete vom April 1925, S. 132—134 m. 2 Zahlentafeln. Hinweis auf die häufigsten Mängel in der Herstellung des Straßenbetons, Regeln für gute Ausführung, Erfahrungen über Bewehrung und Dehnungsfugen, Unterhaltungskosten von bewehrten und unbewehrten Betonstraßen (Verhältnis 1 : 5), Rechtfertigung der Kosten für gute erste Herstellung durch den Nutzen für die Allgemeinheit und die Volkswirtschaft, der die Verzinsungs- und Tilgungskosten in der Haltezeit bei angemessenen Verkehrsverhältnissen (Geschwindigkeit, Belastung, Felgenbreite) übersteigt.

604. Nordamerikanische Automobilversuchsstraßen. 7. Fortsetzg. u. Schluß. Zement 1925, Nr. 18, S. 406—408. Sand als feiner Zuschlag. Wirkung des Feuchtigkeitsgrades und der Mischungszeit. Toleranzmaterial, Korngrößen und Mischungsverhältnisse. Gelöschter Kalk und ausgesiebter Steinschlag als Zuschlagstoffe. Abraum und gebrannter Ton. Nach wiederholter Zusammenstellung der Voraussetzungen über den Umfang und Charakter des Verkehrs, dem die Versuchsbahn unterworfen war, werden die nach den bisher gemachten Beobachtungen auf der Arlington-Versuchsstraße aufgestellten Schlußfolgerungen aufgezählt.

605. Nordamerikanische Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Zement 1925, Nr. 18, S. 408—410, Nr. 19, S. 430—432 m. 12 Abb. Nach vergleichender Zusammenstellung des Umfanges des Last- und Personenkraftwagenverkehrs Amerikas und Deutschlands weist Verfasser auf die Notwendigkeit großzügiger Untersuchungen an Versuchsstraßen hin, zählt dann zunächst die Vor- und Nachteile der Betonstraßen auf und behandelt anschließend die durch die verschiedenen Untergrundverhältnisse bedingten Maßnahmen zur Sicherung des Untergrundes.

606. Betonplattenunterbau. Zement 1925, Nr. 19, S. 432 bis 433 m. 2 Abb. Beschreibung einer zurzeit im Bau befindlichen Straßenbefestigung, nach einem dem Kreisbaumeister Kirchner, Glogau, erteilten Patent, mit einem Betonplattenunterbau und darauf gebrachter Chaussierung aus Basaltschotter. Zur Beurteilung der Anwendungsmöglichkeiten dieser Bauweise wird ein Kostenvergleich mit einem Unterbau aus Packlage unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse der Baustelle gegeben.

607. Eine neue Verbindungsstraße zwischen dem Platz am Bahnhof Zoologischer Garten und dem Hansaviertel in Berlin. Von Dr. Ing. Klose, Berlin-Tiergarten. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 19, S. 227—229 m. 4 Abb. Nach einleitender Begründung der Notwendigkeit obengenannten Straßenzuges nimmt Verfasser Bezug auf den dafür schon vor dem Kriege aufgestellten Entwurf Baurat Bernhard und beschreibt anschließend die inzwischen veränderten Voraussetzungen für diesen Plan sowie den Entwurf selbst.

Eisenbahnbau und -betrieb.

608. Die Betriebs- und Verkehrsverhältnisse auf dem Hauptbahnhof Stuttgart und den anschließenden Strecken der Hauptbahn. Von Reichsbahnrat Ammer, Stuttgart. Verkehrst. Woche 1925, Heft 20, S. 253—256 m. 5 Abb. Die Ausführungen verfolgen den Zweck, zu zeigen, wie die Leistungsfähigkeit einer Gleisanlage untersucht und bildlich dargestellt werden kann. Außerdem ermöglicht die vergleichsweise bildliche Darstellung der Leistungsfähigkeit mehrerer im Bereich einer Verwaltung zur Erweiterung in Frage stehender Gleisanlagen den leitenden Stellen eine sachliche Beurteilung der Dringlichkeit und macht sie verhältnismäßig unabhängig von den oft durch persönliche und örtliche Verhältnisse bedingten Verschiedenheiten in der Dringlichkeitsbegründung.

609. Der neue Personenbahnhof in Stuttgart von Oberbaurat M. Mayer, Stuttgart. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 9, S. 195—199 m. 9 Abb. Verfasser beschreibt den bisher fertiggestellten Teil des neuen Personenhauptbahnhofes Stuttgart, insbesondere das nach dem Entwurf der Architekten Prof. Dr. Bonetz und Scholer erbaute Empfangsgebäude.

610. Die Betriebsmittel der ehemaligen Oldenburgischen Staatseisenbahnen. Von Oberregierungsbaurat a. D. Arzt, Oldenburg. Hanomag-Nachrichten 1925, Nr. 138/139, S. 49 bis 88 m. 134 Abb. An der Hand vorzüglichen Bildmaterials werden alle charakteristischen Lokomotiv- und Waggontypen der Oldenburgischen Staatseisenbahn aufgeführt und beschrieben. Die Geschichte der Oldenburgischen Eisenbahn ist besonders seit 1894 eng mit der der Hannoverschen Maschinenbau A.-G. verbunden, als von diesem Zeitpunkte an alle Lokomotiven von ihr geliefert wurden. Das Heft gibt ferner einen geschlossenen Überblick über die Entwicklung des Eisenbahnnetzes der kleinsten deutschen Staatsbahndirektion sowie über ihre Betriebsmittel.

611. Drei Jahrzehnte österreichischen Eisenbahnfahrzeugbaues. Von Ing. J. Rihosek, Wien. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 9, S. 199—203 m. 3 Abb. Fortsetzung von S. 163; Schluß Wagenbau, besonder Einrichtungen an Lokomotiven und Wagen, Vorschriften für den Bau der Eisenbahnfahrzeuge und Vereinbarungen über deren Verkehr.

612. Eine Eisenbahn auf die Penanhügel. Von Hugo Müller. Nach Engineering Nr. 3072, 3074, 3076, 3078. Verkehrst. Woche 1925, Heft 20, S. 256—261 m. 19 Abb. Beschreibung der Bauausführung einer Seilbahn unter besonderen schwierigen Verhältnissen; in ihrem Zuge befindet sich einer der steilsten Tunnels der Welt von 77,5 m Länge.

613. Grundlagen für die Ermittlung des Kohlenverbrauchs bei Zugfahrten. Von Dr.-Ing. J. H. Müller, Elberfeld. Verkehrst. Woche 1925, Heft 19, S. 246—249 m. 4 Tab. Schluß. Beispiele, Genauigkeitsgrad und Nutzanwendung. Das Streckenblatt, Streckenvergleiche, Vergleich verschiedener Fahrgeschwindigkeiten, Vergleich leichter und schwerer Züge, Genauigkeitsgrad. Die geschaffenen Unterlagen bieten die Möglichkeit einer raschen Überprüfung der Wirtschaftlichkeit betrieblicher Maßnahmen im Zugförderungsdienst, soweit der Kohlenverbrauch als wesentlichster Teil des Stoffverbrauches in Betracht kommt.

614. Die Linien des Stromverbrauchs und des Temperaturverlaufs der Bahnmotore elektrisch betriebener Züge. Von Professor Dr.-Ing. W. Müller, Dresden. Verkehrst. Woche 1925, Heft 19, S. 241—246 m. 7 Abb. Verfasser entwickelt die Stromverbrauchs- und Temperaturlinien von Bahnmotoren aufbauend auf das in Heft 8 der Zeitschrift bereits mitgeteilte Fahrzeitverfahren. Hierdurch werden die für die Projektierung und den Betrieb einer Bahnlinie erforderlichen Angaben in der kürzesten Form erschöpfend geliefert.

615. Der bildliche Wagenübergangsplan. Von E. Spalding, Frankfurt a. O. Verkehrst. Woche 1925, Heft 20, S. 261—263 m. 2 Taf. Bei der bildlichen Darstellung der Zusammengehörigkeit der Züge braucht jeder Zug nur einmal aufgeführt zu werden, wobei die dabei sich ergebenden Strahlenbündel ein außerordentlich übersichtliches Bild ergeben. Sowohl die Eingruppierung eines eingefahrenen Zuges in die ausfahrenden Züge, wie auch die Zusammensetzung eines ausfahrenden Zuges aus den Gruppen verschiedener eingefahrener Züge läßt sich leicht erkennen. Aus dem Plan können ferner die Zeiten abgegriffen werden, auch fallen durch die Länge der Strahlen lange Wartezelten ohne weiteres auf.

616. Die Einmannwanne. Von Oberregs.-Baurat W. Wolff, Berlin. Ztg. d. V. dtsch. E.B.Verwaltg. 1925, S. 576—577 m. 3 Abb. Verfasser behandelt die auf dem Potsdamer Ringbahnhof zuerst und mit Erfolg eingeführte Bahnsteigsperrenwanne, die bisher der Aufnahme von zwei Schaffnern, jetzt nur eines Schaffners dienten. Als Vorteile werden angeführt Personalersparnis, schnellere Leerung der Bahnsteige infolge Verdoppelung der Zahl der Ausgänge, Erschwerung gewisser Dienstvernachlässigungen.

617. Einheitshemmschuh. Von Regs.- u. Baurat Sußmann; Altona. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 9, S. 208 bis 211 m. 10 Abb. Auf Grund der Feststellung, daß der Hemmschuh und seine Handhabung die Ursachen für die Beschädigungen der Güterwagen bilden, im besonderen das Auflaufen auf den Hemmschuh, Entgleisung durch Hemmschuhe und Auflaufen auf andere Wagen durch Mängel der Hemmschuhwirkung oder falsches Auflegen, sind eine Reihe verschiedener Hemmschuhbauarten entstanden die durch zweckmäßigere Formgebung und Baustoffänderung Behebung der Schäden herbeiführen sollten. Verfasser wendet sich gegen die Vielfältigkeit; der Hemmschuh ist als Werkzeug anzusehen und als solches einheitlich zu gestalten. Es werden die für die Formgebung des Einheitshemmschuhes maßgebenden Richtlinien aufgestellt.

618. Versuche mit Lokomotiv-Luftpumpen. Von Dr.-Ing. L. Schneider, München. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 9, S. 205—207 m. 4 Abb. Beschreibung der vom Verfasser auf Anregung der bayerischen Eisenbahnverwaltung in der Dampftechnischen Versuchsanstalt der Lokomotivfabrik Maffei, München, ausgeführten eingehenden Versuche über den Dampfverbrauch von Luftpumpen für die Druckluftbremse der Lokomotive; im besonderen der Durchführung der Versuche und der Umrechnung der Versuchsergebnisse.

619. Die Kunze-Knorr-Bremse im Güterzugsdienst, betriebliche und wirtschaftliche Betrachtungen und Ausblicke. Von Dr.-Ing. Derikartz, Koblenz. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 19, S. 229—234 m. 3 Abb. Darlegung der Einwirkung der Kunze-Knorr-Bremse auf die Betriebsabwicklung. Beschreibung der maschinentechnischen Einrichtungen. Behandlung der bei der Zugförderung gebotenen Vorteile: Geschwindigkeitserhöhung der Güterzüge, Ersparnis an Bremspersonal, größere Sicherheit. Ferner wird der Einfluß auf den Verschiebedienst besprochen. Im Anschluß daran wird der selbsttätigen Kupplung besondere Bedeutung gegeben.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

620. Beton und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Von Geheimrat Otzen, Hannover. Zement 1925, Nr. 19, S. 427—429 m. 5 Abb. In der Fortsetzung werden die Bekohlungsanlagen, Kohlenbunker, -zäune, -rutschen und anschließend Kohlenhochbahnen an Hand ausgeführter Beispiele beschrieben.

621. Fertigkonstruktionen aus Eisenbeton. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Beton u. Eisen 1925, Heft 10, S. 154—159 m. 20 Abb. Nach Aufzählung der bei Herstellung von Fertigkonstruktionen aus Eisenbeton zu erzielenden Vorteile bespricht Verfasser einige in dieser Hinsicht bemerkenswerte Bauten: 1. Ufermauer für Leichterschiffe in Tanga (Ostafrika), 2. Hafenmauer der Seeflugzeugstation Borkum, 3. Eisenbetonschuppen zur Lagerung von Explosivstoffen bei Bentschen (Posen) und 4. Lagerhaus und Eisenkonstruktionswerkstätte der Grün und Bilfinger A.-G. im Industriehafen Mannheim.

622. Geländer(Zaun-)Säulen aus Eisenbeton. Concrete vom April 1925, S. 141—142 m. 3 Zahlen- u. Abb.-Taf. Abmessungen, Gewichte, Bewehrung und Festigkeiten bei verschiedener Bewehrung von 8 Säulenformen, wobei die quadratischen und runden sich als die stärksten erwiesen haben, Herstellung und Haltbarkeit.

623. Die Ausbiegung umschnürter Betonsäulen. Von Prof. E. Suenson. Ingeniören Nr. 46 v. 15. 11. 24 S. 529—530 m. 1 Abb. Entwickelung einiger Gleichungen als Beitrag zur Berechnung umschnürter Säulen.

624. Nomographische Lösung der kubischen Gleichung von Prof. Mörsch zur Ermittlung des Null-Linien-Abstandes symmetrisch bewehrter Eisenbetonquerschnitte bei Biegung mit Axialdruck. Von Dr.-Ing. Kann. Beton u. Eisen 1925, Heft 9, S. 149—150 m. 2 Abb. Es wird ein Nomogramm zur Auflösung der kubischen Gleichung zur Bestimmung der Nullinie wiedergegeben.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

625. Der Ausbau der Howaldtswerke, Kiel, in den letzten Jahren. Von Obering. B. Meyer, Kiel. V. d. I. 1925, Nr. 20, S. 691—695 m. 8 Abb. Anknüpfend an eine kurze Betrachtung über die Wettbewerbfähigkeit deutscher und englischer Werften werden die Werkanlagen der Howaldtswerke und die Vergrößerung der Schwimmdockanlage besprochen.

626. Die Radial-Bohrmaschine im Eisenhoch- und Brückenbau. Von E. Stephan, Cannstatt. Werkstattstechnik 1925, Heft 10, S. 347—352 m. 7 Abb. Zunächst wird der Materialtransport in den Hallen insoweit besprochen, als er in einem unmittelbaren Zusammenhang mit der Nietlochherstellung steht (Bohrstraßen). Das Bohren in Paketen. Die verschiedenen zur Verwendung kommenden Maschinentypen. Gesichtspunkte für die Aufspannung des Bohrgutes. Kühlung der Bohrer.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

627. Großer Abwasser-Betonkanal in Los Angeles. Concrete vom April 1925, S. 112—117 m. 16 Abb. u. 1 Lageplan. Ausführliche Beschreibung a) der Herstellung, Prüfung und Verlegung der Eisenbetonrohre, 3,6 m lang und bis 2,6 m weit, die ungefähr die Hälfte des 17 km langen Abwasserhauptsammlers ausmachen, einschließlich der Auskleidung mit Klinkern bei der Hälfte der Rohre, b) der Betonkanonen zur Auskleidung einer 440 m langen Tunnelstrecke, c) eines Dükers aus drei 2 m weiten Eisenbetonrohren.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

628. Das Berliner Schnellbahnnetz; Vorschlag für einen beschleunigten und verbilligten Ausbau. Von Stadtbaumeister Bromstrup, Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 39, Stadt u. Siedlung Nr. 10, S. 73—79 m. 10 Abb. Schnellverbindung der entfernteren Vororte mit dem Stadtkern im Zusammenhang mit der notwendigen Förderung der Siedlungspolitik. Flachschnellbahn nach amerikanischem Vorbild. Das Liniennetz und seine nächste Gestaltungsmöglichkeit unter Berücksichtigung der im Besitz der Hochbahngesellschaft und der Stadt Berlin befindlichen Bahnlinien. Ausbildung der Flachbahnhöfe. Gestaltung neu zu erbauender Stadtviertel mit Rücksicht auf die Flachschnellbahn. Stromzuleitung und Sicherheitsvorrichtungen der Flachschnellbahn. Wirtschaftliche Ersparnisse.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

629. Ein General-Siedlungsplan für das Wirtschaftsgebiet der Stadt Brandenburg (Havel). Von Stadtbaurat Dr. Wolf, Brandenburg (Havel). Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 39, Stadt u. Siedlung Nr. 10, S. 79—80. Schluß. Statt Generalbebauungsplan für die Stadt Generalsiedlungsplan für das Wirtschaftsgebiet. Gesundheitliche und soziale Gesichtspunkte der Stadterweiterung. Siedlungen nach dem Trabantensystem. Flach- oder Hochbau je nach den örtlichen Verhältnissen.

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

630. Der strafrechtliche Schutz der Eisenbahn im amtlichen Entwurf eines Allgemeinen Deutschen Strafgesetzbuchs vom Jahre 1925. Von Reichsbahnassessor Dr. Friebe, Oppeln. Ztg. d. V. dtsch. E.B.Verwaltg. 1925, Nr. 20, S. 574—576. Verfasser behandelt die Frage, ob der neue Entwurf den der Eisenbahn zukommenden strafrechtlichen Schutz in ausreichendem Maße gewährleistet. Die Gefährdung der Betriebssicherheit an sich ist schon strafbar. Unter Berücksichtigung der in den letzten Jahren gemachten Erfahrungen treten neu hinzu der Begriff der gemeingefährlichen Handlung und der Störung des öffentlichen Verkehrs. Schutz gegen Eigentumsvergehen, Erschleichung freien Zutritts.

631. Die Anliegerbeiträge. Von Dr.-Ing. Wehl, Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 39, Bauwirtschafts- u. -rechtsfragen S. 319. Verfasser wendet sich gegen die „durch bodenreformerisch-politische Tendenzen und Sachunkenntnis der Behörden überspannte Steuerbelastung", die die richtige Verteilung der Straßenbaulasten je Quadratmeter der nutzbaren Geschoßfläche verhindert. Er führt das Schweizer „Quartierplanverfahren" an; sämtliche Verkehrsstraßen gehen dort zu öffentlichen Lasten, ebenso Teilkosten der Wohnstraßen. Die Belebung der Bautätigkeit und die Schaffung neuen Baulandes müssen durch Fluchtliniengesetz, Grundsteuergesetze und Ortsstatute gefördert werden.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

632. Bericht über die Tätigkeit des Zementtechnischen Instituts der Technischen Hochschule zu Berlin im Jahre 1924. Von Dr. H. Kühl, Berlin-Lichterfelde. Zement 1925, Nr. 17, S. 382—384. Der Tätigkeitsbericht, vorgetragen a. d. Generalversammlung d. V. Deutsch. Portland-Zement-Fabrikanten 1925 Berlin.

633. Die Normung und der Unterricht an Technischen Schulen. V. D. I. 1925, Nr. 20, S. 684—690 m. 16 Abb. 1. Einführung der Normen in den Unterricht. Vorgetragen i. d. Fachsitzung „Erziehungswesen" der 64. Hauptversammlung des V. d. I. Augsburg 1925. Von Oberstudiendir. Volk, Berlin. Das Normenwerk muß durch Auswahl, Kürzung und Zusammenfassung in eine für die Schulen geeignete Form gebracht werden. Veranschaulichung, Gegenbeispiele und Vorbilder als Unterrichtsmittel. Normung und Konstruktionsunterricht. 2. Aus dem Unterricht im technischen Zeichnen. Von Dipl.-Ing. A. Erkens, Berlin. Mitteilungen über den Lehrgang an Hand einiger Aufgabenbeispiele.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

634. Beitrag zur Geschichte des Portlandzementes. Von Dr. phil., Dr.-Ing. e. h. Goslich. Zement 1925, Nr. 20, S. 440. Kurzer Rückblick auf den im Gegensatz zu den englischen Schnellbinderzementen hergestellten Rapid-Binder von Dr. H. Bleibtreu anfangs der 50 Jahre vorigen Jahrh. in Züllchow, der später plötzlich — nach Ansicht des Verfassers wahrscheinlich infolge des starken Schwefelgehalts der englischen Kohle — umschlug.

635. Raschbindender Portlandzement (Ferrocrete). (Concrete vom April 1925, S. 130—131 m. 3 Abb.) Schaulinien über die Festigkeitszunahme von Portlandzement und Ferrocrete innerhalb 28 Tagen an Baustellen- und Laboratoriumsproben und über die Durchbiegung von 2 und 28 Tage alten Balken beider Arten mit durchschnittlich doppelter Überlegenheit von Ferrocrete.

636. Eigenschaften und Anwendung von Tonerde-Zement. Von Roger L. Morrison, Professor des Straßenbaues an der Universität von Michigan. (Concrete im April 1925, S. 128—130 mit 9 Zahlentafeln.) Veröffentlichung der Untersuchungen der letzten 3 Monate an der Universität von Michigan über die Eigenschaften des einzigen in Amerika erzeugten Tonerdezements im Vergleich zu Portlandzement. Bemerkenswert ist, daß Tonerdezement gegen Frost und Trockenheit beim Abbinden weniger empfindlich ist, als Portlandzement und Mischungen mit Portlandzement nur versagen zwischen 33 und 67 vH Portlandzementanteil. Trotz des dreifachen Preises gewinnt der Tonerdezement besonders im Straßenbau an Verbreitung für Abkürzung der Verkehrssperrung bei Ausbesserungen auf einen Tag.

637. Normung von Betonbausteinen in den Vereinigten Staaten. (Concrete vom Nov. 1924, S. 171.) Unter der Leitung des Normenamtes im Handelsministerium der Vereinigten Staaten hat eine Versammlung von Erzeugern, Händlern und Verbrauchern die Normung von Blocksteinen, Ziegeln und Fliesen aus Beton beschlossen, die bisher 5 bis 30 verschiedene Maße hatten, auf $40 \times (15 \text{ bis } 30) \times 20$ für Blocksteine, $20 \times 10 \times 5{,}5$ für Ziegel und $30 \times 30 \times (7{,}5 \text{ bis } 30)$ für Fliesen.

638. Beitrag zur Analyse des Schwindungsvorganges von weißem und grauem Gußeisen. Von P. Bardenhauer u. C. Ebbefeld. Stahl und Eisen 1925, Nr. 22, S. 825—834 m. 14 Abb. 1. Teil. Mitlg. a. d. Kaiser-Wilhelm-Institut f. Eisenforschung zu Düsseldorf. Verbesserung des bisher gebräuchlichen Schwindungsmessers. Untersuchung des Schwindungsverlaufs von weißem und grauem Gußeisen in seinen einzelnen Phasen. Einfluß des Gasgehaltes der Schmelze auf die anfängliche Ausdehnung. Einfluß der Graphitbildung auf die Schwindung. Verringerung der Schwindung durch Begünstigung der Graphitabscheidung. Verhinderung von Spannungsrissen. Einfluß von Silizium, Mangan, Phosphor und Schwefel auf die einzelnen Phasen der Schwindung des grauen Gußeisens.

Baumaschinen und Förderanlagen.

639. Elektrischer Baggerbetrieb. Von Privatdozent Dr. G. Garbotz, Berlin, Bautechnik 1925, Heft 23, S. 300—303 m. 7 Abb, Schluß aus Heft 22. Soweit die Ausführungen noch die Eimerkettenbagger behandeln, werden die Antriebsvorrichtungen bzw. die Motorenausrüstungen beschrieben. Anschließend werden die Löffelbagger einer gleichen Besprechung unterzogen; im besonderen der von der Fa. Menck u. Hambrock für Bauunternehmer auf den Markt gebrachte 2 m³-Löffelbagger.

Statik und Festigkeitslehre.

640. Beiträge zur Rahmenberechnung. Von August Liévin. Ciment Armé 1925, Nr. 64, S. 16—18, Nr. 65, S. 32—34, Nr. 66, S. 52—55, Nr. 67, S. 67, mit 79 Abb. Berechnung eines symmetrischen dreifeldrigen Rahmens mit wagerechten Querriegeln und vier lotrechten Stützen, von denen die beiden inneren höher als die äußeren sind. Anschließend ausführliches Zahlenbeispiel.

641. Nebenspannungen in Gitterbrücken. (Proceedings of the Amer. Society of Civil-Engineers vom Februar, März und April 1925, S. 289—301 m. 5 Zeichnungen, S. 406—421 mit 4 Zeichnungen und 2 Zahlentafeln und S. 644—653 mit 4 Zeichn. und 3 Zahlentafeln. Sieben Ergänzungen von von H. M. Mackay, Dekan an der Universität in Quebec, George E. Beggs, Professor an der Universität Princetown (New Jersey), D. B. Steinmann, Beratender Ingenieur in New York, Thomas C. Shedd, Mitglied der Universität von Illinois, Hardy Cross und W. M. Wilson, Professoren an der Universität von Minois, Thomson E. Mao, Präsidenten in Nanking, Edward Godfrey, Bauingenieur in Pittsburg und Cyrus C. Fishburn, Grad. Stud. an der Universität von Illinois, zu der Abhandlung von C. V. von Abo in den Proceedings vom September 1924 (Bauingenieur 1924, S. 00).

642. Untersuchungen über die Tragfähigkeit des Bodens. (Proceedings of the Amer. Soc. of Civil-Engineers vom Mai 1925, S. 884—897 mit 5 Zeichnungen und einer Übersicht von 20 Abhandlungen.) Bericht des Sonderausschusses über den Fortschritt der Arbeiten mit einer Abhandlung von Philip L. Gile, Vorstand der Abteilung für chemische Untersuchungen im Ackerbauministerium über Wesen, Menge, chemische Zusammensetzung, Verhalten gegen Salze und physikalische Eigenschaften der Boden-Kolloide und ihre Bedeutung für Bauten, ferner eine Abhandlung von A. T. Goldbeck, Vorstand der Prüfungsabteilung im Bundesstraßenamt, über den Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und Tragfläche, endlich eine Übersicht des Unterausschusses für Tragpfähle über Verteilung der Pfahllasten, Schlagwirkung und besondere Anwendungen.

643. Der Einfluß ungleichförmiger Feuchtigkeit in Beton. Von W. K. Hott, Professor für Bauwesen an der Purduc-Universität von Indiana. (Proceedings of the Amer. Soc. of Civil-Engineers vom Mai 1925, S. 757—793 mit 23 Zeichnungen und 15 Zahlentafeln.) Beschreibung von 45600 Laboratoriumsversuchen und ihre Ergebnisse über den Einfluß ungleicher Feuchtigkeitsverteilung in Betonstraßendecken und Probebalken beim Trocknen und bei einseitiger Wasseraufnahme hinsichtlich Formänderung, Durchbiegung, Spannung, Gewicht und Temperatur mit der Nutzanwendung daraus für Betonbauten im Freien.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

644. Interessante amerikanische Brücken. Von Franz Hoffmann. Zement 1925, Nr. 20, S. 447—448 m. 8 Abb. An Hand relativ zahlreicher Abbildungen werden zunächst große Eisenbetongegengewichte einer eisernen Klappbrücke mit 50 m Spannweite, anschließend der Bau einer Betonbrücke über eine verkehrsreiche Eisenbahnstrecke unter Verwendung der Gußbetonbauweise gezeigt.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

645. Verstärkung der gewölbten Bahnbrücke Km 97 München—Regensburg. Von Reichsbahnoberrat Eser, Regensburg. Org. f. d. Fortschr. d. E.-B.-Wesens 1925, Heft 10, S. 215—216 m. 4 Abb. Verstärkung von Gewölben durch Traggewölbe aus Eisenbeton. Verfasser beschreibt im einzelnen die konstruktive Durchbildung der Gewölbe-, Pfeiler- und Fundamentverstärkung.

e) Eiserne Brücken.

646. Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener. Von Reichsbahnoberrat Schlodtmann, Oldenburg. Bautechnik 1925, Heft 23, S. 297—300 m. 7 Abb. Die Ausführungen beginnen mit einem geschichtlichen Rückblick auf die 1876 erfolgte Errichtung der Brücke, ihrer weiteren Verstärkung und Erhaltung bis zu dem im August 1924 begonnenen Neubau der eisernen Brücke; anschließend wird das neue Projekt und in diesem Rahmen besonders die im Zuge der Brücke vorgesehene Rollklappbrücke nach Art des Scherzerschen Systems behandelt.

647. Weiteres über die Hudson-Brücke in New York. Von Dr.-Ing. O. F. Theimer, New York, Assistent im Konstruktionsbüro von Dr. Lindenthal. Bautechnik 1925, Heft 22, S. 286—290 m. 1 Abb. Verfasser behandelt die Geschichte des Hudson-Brückenplanes, bespricht den in Heft 40 der Bautechnik 1924 veröffentlichten Entwurf von Dr. Schachenmeier, wobei er auf den vor 30 Jahren etwa aufgestellten Entwurf einer Hudsonbrücke von Morison zurückkommt und diesen zum Vergleich heranzieht. Mit Rücksicht auf das gleiche Versteifungssystem beider Entwürfe untersucht er die Abweichung hinsichtlich des Eisengewichtes; abschließend behandelt er die allgemeinen Grundzüge des Lindenthalschen Entwurfes.

648. Weiteres über die Hudson-Brücke in New York. Von Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München. Bautechnik 1925, Heft 23, S. 304—306. Erwiderung auf die in Heft 22 veröffentlichten Ausführungen. Im Rahmen der Entgegnung, die alle von Dr.-Ing Theimer vorgebrachten Einwände widerlegt, sind, als wesentlich, näher behandelt die Versteifungsträger und die Ausbildung der Tragkabel, die Windversteifung an sich und ihre Ausbildung, die dynamischen Kräfte und schließlich die Eigengewichte von Brücken als zweifelhafter Maßstab bei der Beurteilung des gesamten Brückenentwurfs.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.

649. Eisenbetonbehälter von 250 m^3 Fassungsvermögen. Von Briancourt. Ciment Armé 1925, Nr. 64 S. 1—4, Nr. 65, S. 23—27, Nr. 66, S. 47—49, Nr. 67, S. 63—65 m. 6 Abb. Nach einleitender Beschreibung des gesamten Projektes wird die Berechnung sehr ausführlich wiedergegeben. Bauart System Intze.

Gründungsarbeiten.

650. Eisenbetonspundwände. Von Ing. Kittel, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 22, S. 290—292 m. 16 Abb. Fortsetzung aus Heft 20. Es werden zunächst die bei der Ost- und Westoderschleuse zu Hohensaaten verwendeten Spundbohlen angeführt, die außer Bügelbewehrung noch eine Diagonalbewehrung erhalten haben. Anschließend werden die von der Fa. Grün & Bilfinger A.-G. beobachteten Ausführungsmethoden beschrieben und ferner an Hand ausgeführter Beispiele besondere, von dem üblichen rechteckigen Querschnitt abweichende Bohlenquerschnitte genannt, sowie Berechnungsunterlagen wiedergegeben.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

651. Die Flutwelle vom 26. April 1924 an der holländischen Küste — P. M. van Riel, Dir. d. K. Niederl. metereol. Instituts. De Ingenieur 1924, Nr. 46 m. 6 Skizzen. Erklärungsversuch einer bei der Hondsbossche Zeewering beobachteten Flutwelle, wobei das Wasser im Zeitraum von 10 Minuten etwa 1,60 m stieg, durch meteorologische Einflüsse. Die Erscheinung fand bei NW. statt. Sie wurde von Hellevoetsluis im Süden bis Terschelling wahrgenommen, und erreichte die größte Höhe in dem geschlossenen Becken von Scheveningen, Kutwijk und Jjmiden.

652. Ein Beitrag zur Abklärung der Beziehungen zwischen Waldbestand und Grundwasserbildung. Von Dr. Ph. Flury, eidg. forstl. Versuchsanstalt Zürich. Schweiz. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 5, S. 114—117 m. 1 Abb. u. 1 Tab. Die Ausführungen bilden eine Entgegnung auf eine Arbeit gleicher Überschrift in derselben Zeitschrift 1923, Nr. 5, S. 96 von Dr. Hug, Zürich, in der Verfasser die Grundlagen jener Untersuchungen für unzulänglich erklärt; so beanstandet er den Mangel an ununterbrochenen Messungen, sowie die Ermittelung des Abflußkoeffizienten als Summe der monatlich einmaligen Messungen in Hundertsätzen der jährlichen Niederschlagshöhe. Am Ende teilt Verfasser Beobachtungsergebnisse der eidg. forstl. Versuchsanstalt mit; danach ergibt sich speziell für die Frage „Einfluß des Waldes auf die Quellenbildung" in ausgesprochenen Trockenperioden im Quellenertrag eine Differenz von mindestens 150—200 Min.-Litern zugunsten des Waldes.

653. Bericht über die Versuche zur Ermittlung des Durchflußgesetzes und der Durchlässigkeitskonstanten für den Durchfluß von Wasser durch verschiedene Kies- und Sandmaterialien in der Versuchsanstalt Manegg. Von Ing. W. Hugentobler. Schweiz. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 5, S. 123 bis 130 m. 11 Abb. u. 4 Tab. Mittlg. d. Kommission für Abdichtungen des Schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes. Beschreibung der Apparate und Versuche, Ermittelung der Durchlässigkeitskonstanten, Versuche mit Lehmwassereinschwemmungen und Sandeinschwemmungen. Je undurchlässiger das Versuchsmaterial ist, um so kleiner werden bei gleichen Druckgefällen die Durchflußgeschwindigkeiten. Effektive Wassergeschwindigkeiten von 15 bis 30 mm in der Sekunde genügen, um feinen Sand in gröberes Kiesmaterial hinein und auf eine gewisse Strecke durchzuschwemmen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

654. Die Regulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel, mit einer kurzen Beschreibung der Regulierung unterhalb Straßburg. Von Oberbaurat R. Spieß, Karlsruhe. Schweiz. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 5, S. 103—114 m. 8 Abb. In der Fortsetzung wird behandelt die Regulierung Straßburg—Basel unter Anführung der bisherigen Verhandlungsergebnisse, die den beteiligten Staaten in teilweiser Erfüllung des § 358 des Versailler Diktates als Richtlinien für die Rheinregulierung dienen. Zustand und Wasserhaushalt des Flusses. Grundrißgestalt der geplanten Fahrwasserrinne. Hydraulische Untersuchungen unter Zugrundelegung der Formeln für gleichförmige Wasserbewegung und zur Bestimmung des Beiwertes c der Ganguillet-Kutterschen Formel.

655. Die Oder bei Breslau. Ein Führer durch Breslaus Wasserstraßen. Von Regs.- u. Baurat Bartels, Breslau-Carlowitz, Werft-Reederei-Hafen 1925, Heft 10, S. 261—267 m. 10 Abb. Verfasser gibt einen geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung der Oderregulierung bei und in Breslau wieder und beschreibt den derzeitigen Oderlauf im Zusammenhang mit dem augenblicklichen Stand des Schiffahrtsverkehrs, ferner die verschiedenen im Zuge des Flußlaufes errichteten Brücken-, Schleusen- und Wehrbauten.

656. Die historische und technisch-wirtschaftliche Entwicklung der Oderschiffahrt und die Beteiligung des Wollheim-Konzerns an der schiffbau- und schiffahrtstechnischen Entwicklung. Von Direktor K. Köhler, Breslau. Werft-Reederei-Hafen 1925, Heft 10, S. 270—273 m. 4 Abb. Es wird der Einfluß der eigenartigen Wasserverhältnisse der Oder im Zusammenhang mit ihrer Verbesserung auf die Entwicklung der Oderschiffahrt behandelt, soweit sie im besonderen dem Transport von Massengütern aus dem oberschlesischen Industriebezirk in andere Teile Deutschlands dienten und ebenso umgekehrt die Beförderung von Erzen und sonstigen notwendigen Rohstoffen in das genannte Gebiet ermöglicht und damit den Eisenbahnfrachtverkehr entlasteten. Die schiffsmaschinentechnische Entwicklung spielt dabei eine ebenso bedeutende Rolle wie die des Baues von Fahrzeugen selbst. Zum Schluß wird die Entstehung und die Tätigkeit der Werft Wollheim näher beschrieben.

657. Der Breslauer Stadthafen. Nach amtlichen Quellen bearbeitet von Hafendirektor Meuser. Werft-Reederei-Hafen 1925, Heft 10, S. 267—270 m. 7 Abb. Einleitend geht Verfasser auf die Entwicklung des Breslauer Stadthafens, besonders seit Eröffnung der Eisenbahn Breslau—Oberschlesien 1842, ein; im folgenden behandelt er das Hafenprojekt, das Ende der 90er Jahre zur Ausführung gelangte, die Bauausführung selbst, einschließlich der Errichtung der Hochbauten, der Ausrüstung, der Straßen- und Wegeanlagen, Entwässerung u. a. m. Kurze Angaben über Lagerfläche, die Feuerlöschanlage und die Baukosten bilden den Schluß.

658. Der Oppelner Umschlagshafen. Von Landgerichtsrat a. D. von Stoephasius, Oppeln. Werft-Reederei-Hafen 1925, Heft 10, S. 273—275 m. 3 Abb. Die geschichtliche Entwicklung des Hafens, Verbindung mit der Eisenbahn Groschowitz—Brockau, das Hafenprojekt selbst, die wirtschaftliche Bedeutung des Oppelner Hafens, Verkehrsangaben.

659. Der Coseler Hafen. Von Regierungsbaurat Asmussen, Oppeln. Werft-Reederei-Hafen 1925, Heft 10, S. 275—278 m. 3 Abb. Eingangs wird kurz auf den Oderstrom und, im besonderen, auf den Klodnitzkanal eingegangen; letzterer stellt zur Zeit eine veraltete Anlage dar, kann aber, nach Ansicht des Verfassers, unter Berücksichtigung seiner hervorragenden Lage zum Kohlenbecken und der zu erwartenden Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse mit Hilfe moderner Schiffshebewerke bedeutenden Wert erhalten. Anschließend beschreibt Verfasser die Lage des Hafens zur Eisenbahn und zur Oder, die einzelnen Hafenanlagen und macht Angaben über die Art und den Umfang des Umschlagverkehrs.

660. Über Tore und Schützen für Schiffsschleusen. Von Oberreg.-Baurat Loebell, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 22, S. 285—286 m. 3 Abb. Nachtrag zu dem gleichnamigen Aufsatz in Heft 4. Bezugnehmend auf das in dem vorhergehenden Aufsatz gewählte Beispiel eines Hubtores mit eingebauten Rohrschützen, das bei größeren Wassertiefen ein hohes Torgewicht ergibt, führt Verfasser ein Beispiel eines Hubtores mit eingebauten Rollkeilschützen an, die in der Herstellung billiger sind. Bemerkenswert sind die an den Schützen angebrachten Beruhigungsgitter in Form von Turbinenleitschaufeln.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

661. Talsperre am Hudson im Staate New York. Von H. B. Parsons, beratendem Ingenieur in New York. (Proceedings of the Amer. Soc. of Civil-Engineers vom März 1925, S. 341—376 m. 19 Zeichn., 1 Bildtafel und 3 Zahlentafeln.) Gesamtlänge einschl. Überfall 630 m, größte Höhe 24 m weit, Hauptmauer aus 31 Gewölben, je 5,7 m von Pfeiler zu Pfeilermitte weit fast in ganzer Länge auf Geröll und Sand gegründet, durch zwei eiserne Spundwände von 16,5 und 12 m Tiefe gesichert. Überlauf im Fels des Talhangs. Erbaut 1921 bis 1923 aus Eisenbeton für ein Kraftwerk von 50 000 PS mit 20 m mittlerem Gefälle. Messungen des Unterdrucks unter der Sperrmauer an 39 Stellen, der u. a. auch mit der Wassertemperatur schwankte, und der Bewegung der Mauer an 13 Stellen.

662. Über Ausgleichbecken mit oberhalb liegendem Überfall bei Wasserkraftanlagen. Von Ing. A. Müller, Bern. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 21, S. 266—267. Die Anlage von Tages-Ausgleichbecken möglichst weit unterhalb der Wasserfassung wird dadurch ermöglicht, daß der Zuleitungsstollen bis zum Becken nur für die höchste durchschnittliche Tageswassermenge, dagen das verbleibende Stollenstück bis zur Druckleitung für die größte Spitzenwassermenge berechnet wird; ersterer kann als Freispiegelstollen gebaut werden, wenn in der Nähe des Ausgleichbeckens ein Überfall angeordnet ist. An einem Beispiel wird gezeigt, wie in einem solchen Falle auf graphischem Wege in einfacher Weise der jeweilige Wasserzufluß ins Ausgleichbecken bzw. der Abfluß über den Überfall, sowie die Füllzeit bestimmt werden können.

663. Das Wäggitalkraftwerk. Von Ing. Bütikofer, Zürich-Ravensburg. Die Wasserkraft 1925, Heft 10, S. 165—170 m. 8 Abb. Schluß aus Heft 9, S. 145. In der Fortsetzung folgt die Beschreibung des Maschinenhauses Rempen — 4 vertikale Francisspiralturbinen mit Stahlgußgehäuse und einer Drehzahl von 500 Umdrehungen in der Minute, Höchstleistung 90 000 PS. Pumpanlage mit einer Leistung von 1250 l pro Sekunde und 245 m Höhe — ferner des Ausgleichbeckens Rempen mit 360 000 m³ Fassungsvermögen und schließlich der Zentrale Siebnen.

664. Bayernwerk und Wasserklemme. Die Wasserkraft 1925, Heft 10, S. 170—171. Das Bayernwerk nimmt Bezug auf die aus Bayern allgemein, aus Österreich und der Schweiz kommenden Nachrichten über Mangel an Wasser infolge ausgebliebener Niederschläge und stellt fest, daß das Bayernwerk, im Gegensatz zu den meisten anderen Werken, seine Stromlieferungen keineswegs einzuschränken gezwungen sei, da es im Walchenseekraftwerk mit seinem gewaltigen Speicherbecken des Walchensees eine Energiequelle besitzt, die in vollkommener elastischer Anpassung an den jeweiligen Bedarf diesen ohne Schwierigkeit jederzeit zu decken vermochte.

665. Die Entwicklung der Wasserkrafterschließung in Bayern. Von Min.-Rat Holler, München. Die Wasserkraft 1925, Heft 10, S. 175—178 m. 3 Tab. In laufender Folge sollen in der genannten Zeitschrift die Fortschritte der bayerischen Wasserkrafterschließung durch Mitteilung der Abteilung für Wasserkraftausnutzung und Elektrizitätsversorgung im Bayer. Staatsministerium des Innern über die zur wassergesetzlichen Behandlung eingereichten Projekte und ihre Verwirklichung bekanntgegeben werden. Zum Verständnis der Gesamtentwicklung wird ein kurzer Rückblick über die bisherige Erschließung vorausgeschickt.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

666. Straßenunterhaltung und Fahrzeugbau. Roadmaker vom März 1925, S. 291—293.) Aufgabe des Fahrzeugbaues, die Federung der Belastung anzupassen, damit nicht ein Wagen, dessen Federn auf schwere Lasten eingerichtet sind, unbeladen nicht wie ein ungefedertes Fahrzeug hart auf die Straße schlägt; Anspornung dazu durch Ermäßigung der Steuer für solche Fahrzeuge. Aufgabe der Straßendecke, die Stöße unschädlich zu verteilen.

667. Straßenunterhaltung in England. (Roadmaker vom Nov. 1924, S. 163—165.) Jahresaufwand für Unterhaltung, Verbesserung und Reinigung in England und Wales nun 46 Mill. Pfd. jährlich, das sind wöchentlich 10 Pence (85 Pf.) auf den Kopf der Bevölkerung, wovon jedoch rd ein Drittel aus der Kraftfahrzeugsteuer gedeckt wird. Zunehmender Übergang zu Straßenbefestigungen mit geringen Unterhaltungskosten, wenngleich hohen Baukosten auch auf den früheren Nebenstrecken, deren Verkehr auch erheblich zunimmt.

668. Sturmfeste Seeuferstraße. (Roadmaker vom Jan. 1925.) Die Seeuferstraße in Torquay (Devonshire) mit Eisenbetonfahrbahn ist im Dezember 1924 von schweren Springfluten überspült worden, die schweres Geröll auf die Straße warfen und große Stücke der Klippen abrissen, die Straße aber nirgends irgendwie beschädigen konnten.

669. Stand der Straßenbauforschung in den Vereinigten Staaten. Von A. T. Goldbeck, Vorstand der Versuchsabteilung der obersten Straßenbaubehörde der Vereinigten Staaten (Concrete vom März 1925, S. 91—95). Ausführlicher Auszug aus den Untersuchungen der obersten Straßenbaubehörde über Untergrund, Entwässerung, Zwischenlagen, Betondecken, Bewehrung und Abnutzung (vgl. Bauingenieur 1925, S. 154), ferner über schiefe Brücken, Stoßzuschläge, Erddruck, Sandquellung und Betonbestandsteile (vgl. Bauingenieur 1925).

670. Erfahrungen des amerikanischen Betonstraßenbaues. Von Reg.-Baumstr. G. Stahl, Stuttgart. Die Bauzeitung 1925, Heft 17, S. 169—173 m. 20 Abb. Neben den bekannten Vorteilen der Betonstraßen werden an Nachteilen genannt: Für eisenbereifte Wagen sind sie nicht geräuschlos; sie sind einer Rißbildung unterworfen; die scharfe Trennungslinie zwischen Betonstraße und Bord, der starke Unterschied in der Härte an der Bordgrenze gibt manchmal Eindrücke an der Kante der Betonstraße. Ferner werden die zur Verwendung kommenden Baustoffe näher erörtert, die Form der Betonstraßen, ihre Breiten, Stärke, Überhöhung der Kurven, Erweiterung der Straßenbreite in den Kurven, Ausdehnungsfugen, die Bewehrung, bituminöse Behandlung der Fahrbahn und zum Schluß die Ausführung von Betonstraßen einschließlich der Arbeitsorganisation für den Materialtransport beschrieben.

671. Nordamerikanische Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Zement 1925, Nr. 20, S. 449—452, Nr. 21, S. 466—470 m. 31 Abb. Querschnittsformen und Konstruktion, Querschnittsbemessung; Ausbildung der Randsteine, ein- und zweischichtige Straßen; Eisenbewehrung; Steigungsverhältnisse, Ausbildung der Kurven, Zusammenstellung der notwendigen Kurvenverbreiterungen.

Eisenbahnbau und -betrieb.

672. Beanspruchungen im Eisenbahngleis. (Proceedings of the Amer. Society of Civil-Engineers vom April 1925, S. 469—635 mit 103 Zeichn. u. 17 Zahlentafeln.) Ausführlicher Bericht des Sonderausschusses der Vereinigungen amerikanischer Zivil- und Eisenbahn-Ingenieure über die Beanspruchungen in geradem, schwach und stark gekrümmtem Eisenbahngleis unter elektrischen und Dampflokomotiven mit Raddrücken bis 14 500 kg und schweren Güterwagen bei Geschwindigkeiten von 8 bis 100 km in der Stunde. Ermittelt wurden mittels selbstschreibender Vorrichtungen die Spannungen auf der Außen- und Innenseite beider Schienen an 4 gegenüberliegenden Stellen, die lotrechten und wagerechten und Kippbewegungen der Schienen, die lotrechten und wagerechten Biegungsspannungen, die Biegungsmomente, die Stellung der Radflanschen und die Bewegungen der Schienen in Bögen, endlich Lage und Form der Berührungsfläche zwischen Rad und Schiene.

673. Der Fahrdienst bei Zugkreuzungen. Von Reichsbahnrat Parow, Magdeburg, Ztg. d. V. dtsch. E.-B.-Verwaltung 1925, Nr. 21, S. 602—604 m. 1 Abb. Die Bestimmungen der Fahrdienstvorschriften, die das Ziel verfolgen, eine Überwachung der Fahrdienstleitung hinsichtlich der Innehaltung von Kreuzungen durch das Zugpersonal zu ermöglichen, werden kritisch untersucht. Sie erweisen sich nach Ansicht des Verfassers teil als unnötig betriebserschwerend, teils als nicht ganz folgerichtig durchgebildet; darnach erscheint es nötig, sie aufzugeben oder umzuarbeiten.

674. Schlüsseltafel für Handverschlüsse an Weichen und Gleissperren. Von E.-B.-Oberin p. Angermann, Dresden. Bezugnehmend auf § 23 Punkt 1 der Fahrdienstvorschriften „Prüfung der Fahrstraßen" haben die Ausführungen die Beschreibung einer Schlüsseltafel zum Inhalt, die die Vorteile der größeren Übersichtlichkeit und der geringeren Raumbeanspruchung mit einander verbindet.

675. Wechselstromfernschreib- und Anschaltfernsprecheinrichtung der österreichischen Bundesbahnen. Von Ing. W. Nouackh. Org. f. d. Fortschr. d. E.-B.-Wesens 1925, Heft 10, S. 223—224 m. 10 Abb. Ausnutzung der bestehenden Leitungen mittels Mehrfachtelegraphie, d. h. Telegraphieren und Fernsprechen bei Benützung derselben Leitung. Durch Verwendung des Anschaltsatzes zum Trennen des Gleichstromes vom überlagerten Wechselstrom ist es möglich, das Fernsprechwerk der Regelbauart zum Fernsprechen auf Gleichstromtelegraphenleitungen zu verwenden.

676. Neuere ortsfeste Wagenkipper. Von Prof. Dr. Kessner u. Dipl.-Ing. Bodenberg. Org. f. d. Fortschr. d. E.-B.-Wesens 1925, Heft 10, S. 224—226 m. 4 Abb. Einleitend wird der Anwendungsbereich ortsfester Wagenkipper kurz umrissen, von denen dann nur die in den letzten Jahren bei Fabrikhöfen und Gaswerken bewährten, ortsfesten Bauarten besprochen werden. Stirn-, Doppel- und Pendelkipper werden unter besonderer Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit einer kurzen Kritik unterzogen.

677. Die Torfstaubfeuerung bei den Lokomotiven der Schwedischen Staatsbahnen. Von Oberregs.-Baurat Wagner, Berlin. Org. f. d. Fortschr. d. E.-B.-Wesens 1925, Heft 10, S. 213—215 m. 7 Abb. Die Torfverwertung als Lokomotivfeuerung ist für einige Teile Deutschlands, in erster Linie Ostpreußen, in zweiter auch für Friesland, ernsthaft zu erwägen, weil es sich in beiden Fällen um Bahnnetze mit so dünnem Verkehr handelt, daß der elektrische Betrieb unter Verwertung des Torfes in ortsfesten Kraftanlagen nicht in Frage kommt. Verfasser beschreibt als Mitglied einer Studienkommission die technische Lösung der Torfstaubfeuerung in Schweden; die Anwendung bleibt dann eine reine Wirtschaftlichkeitserwägung.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

678. Beton und Eisenbeton im Eisenbahnbau. Von Geheimrat Prof. Otzen, Hannover. Zement 1925, Heft 20, S. 445—447, Heft 21, S. 463—465 m. 11 Abb. Zum Schluß der Ausführungen tut Verfasser der Ausführung von Werkstattanlagen, sowie der Herstellung von Eisenbahnwagen in Eisenbetonbauweise, eines Spezialgüterwagens und eines Behälterwagens Erwähnung.

679. Einschalung von Säulen und Decken aus Eisenbeton. 3 Abhandlungen von J. A. Turner, L. H. Usilton und E. C. Harding. (Concrete vom April 1925, S. 124—127 m. 4 Zeichn.) Eingehende Erläuterungen über die Einschalung, Stützung und Ausschalung von Säulen und Decken aus Eisenbeton zur Erzielung höchster Wirtschaftlichkeit im Baustoff- und Arbeitsaufwand und ausgiebigster Wiederverwendung.

680. Eisenbetongewächshausbau für Frühgemüsekulturen. Tonindustrieztg. 1925, Nr. 41, S. 567—568 m. 7 Abb Beschreibung verschiedener für die Frühgemüse-Zuchtgenossenschaft Gorgast erbauter Eisenbetongewächshäuser. Sie haben sich als in der Herstellung und Unterhaltung äußerst preiswert, im übrigen dauerhaft und ansehnlich erwiesen.

681. Fangedamm für das neue Trockendock in Beckholmen. Von K. Holmgren. Teknisk Tidskrift, Stockholm, Heft 4 v. 24. 1. 25. Väg- och Vattenbyggnadskonst 1 S. 2—6 m. 7 Abb. Beschreibung einer eigenartigen in 10 m Wassertiefe ausgeführten Fangedammkonstruktion, bestehend aus aufgestellten Eisenbetonpfeilern, zwischen die Betontafeln gestampft wurden. Die Grundrißanordnung war zwecks Aufnahme des Wasserdruckes kreisförmig.

682. Nomogramm zur Berechnung rechteckiger Eisenbetonquerschnitte. Von S. O. Asplund. Teknisk Tidskrift, Stockholm, Heft 4 v. 24. 1. 24. Väg- och Vattenbyggnadskonst 1 S. 8—9 m. 6 Abb. Wiedergabe von 4 Nomogrammen zur Bestimmung des zulässigen Momentes bzw. der Trägerhöhe und der Bewehrung.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

683. Über Versuche, die dem Eisenbau noch vonnöten wären. Von Dr.-Ing. Luz David, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 23, S. 303—304. Verfasser knüpft an einen amerikanischen Aufsatz (Eng. News-Rec. 1925, S. 29) an, wonach zur Klärung verschiedener, teilweise nachfolgender Fragen Versuche anzustellen seien: 1. die Frage der zulässigen Größe der freien Stehblechfläche zwischen Aussteifwinkeln bei Blechträgern. 2. Versuche über die Torsionsfestigkeit verschiedener Querschnitte. 3. Beanspruchung von Nieten auf Kopfabreißen. 4. Elektrisch geschweißte Verbindungen. 5. Feuerschutzmaßnahmen für Eisenbauten. 6. Die Frage des Winddruckes. Verfasser geht auf diese genannten Punkte kurz ein.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

684. Kurze Hinweise auf die wichtigsten Grundbegriffe für die Einarbeitung in Abwasserbehandlungsfragen. Von Stadtbaurat E. Stecher, München. Die Bauzeitung 1925, Heft 17, S. 175—176, Schluß. Die Wirkung einer mechanischen Kläranlage ausgedrückt in Hundertsätzen, die Schlammbehandlung und -verwertung und die biologische Reinigung werden in großen Zügen besprochen.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

— — — —

Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

685. Sparsame Bemessung von Bauteilen. Von Prof. C. Forsell. Teknisk Tidskrift, Stockholm, Heft 47 v. 22. 11. 24. Väg- och Vattenbyggnadskonst 11 S. 121—125 m. 14 Abb. Vorschläge für Momentenbestimmungen für Bauteile im Verbundbau besonders für eingespannte Bauglieder.

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

686. Beamte müssen in Fällen des Notstandes vorübergehend Arbeiterdienste verrichten. Von Reichsbahnoberbaurat E. Fischer, Stuttgart. Zeitschr. d. V. Dtsch. E.-B.-Verwaltg. 1925, Nr. 21, S. 592—595. Im Anschluß an seine Ausführungen in Nr. 52, 1924 d. Zeitschr. und die inzwischen erfolgte Reichsgerichtsentscheidung vom 17. III. 25 behandelt Verfasser unter teilweiser Anführung der Urteilsbegründung zuletzt die Rechtspflicht zur Streikarbeit, die in dem beamtenrechtlichen Verhältnis begründet liegt. Das gilt gleichfalls für die Beamten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

687. Von der baugewerblichen Haftpflichtversicherung. Von Verwaltungsdirektor Dr. Prinzing. Die Bauzeitung 1925, Heft 17, S. 173—174. Organisation der Haftpflichtversicherungsgesellschaft Sitz Hannover; ihre Leistungen und die geforderten Beiträge; Kündigung nach Beendigung eines Kalenderjahres. Rückversicherung mit der Rückversicherungs-Vereinigungs-A.-G. Berlin. Zum Schluß wird an einem Beispiel die Berechnung der Regelprämie bei den Privatgesellschaften und der Beitrag bei den baugewerblichen Haftpflichtversicherungsanstalten gezeigt.

688. Die Bewertung städtischen Wohnbodens. Ein Beitrag zur kommunalen Boden-, Bau- und Wohnungspolitik. Von Bauamtmann E. Werner, Ludwigshafen a. Rh. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 42, S. 333—335 m. 2 Tab. Als Grundlagen für die Wertbestimmung des baureifen, unbebauten Bodens werden der Reinertrags- und der Rohertrags-Kapitalisierungszinsfuß ermittelt. Als wertbestimmend für jedes Grundstück wird seine Bebauungsmöglichkeit hinsichtlich der Flächenüberbauung, Gebäudehöhe und Stockwerkszahl mit in Rechnung gestellt. Es folgt ein Berechnungsbeispiel sowie tabellarische Zusammenstellung der aus dem Rohertrag errechneten Preise in Mark für baureifes Gelände einer Wertklasse nach dem Stand vom Jahre 1914.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

689. Tagung der Zentral-Kommission für die Rheinschiffahrt, Straßburg 1925. Schweiz. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 5, S. 131—133. Es werden die auf der Tagung gefaßten Beschlüsse mitgeteilt. Ausbau des Rheins zwischen Basel und Straßburg. Regulierungsprojekt. Kanalprojekt. Schifferpatente. Vereinheitlichung des Privatrechtes in der Binnenschiffahrt, Schifferpässe. Eichung der Binnenfahrzeuge. Abänderungen an der Rheinschiffahrts-Polizeiordnung von 1912. Nächste Tagung November d. J.

690. Was will der Oderbund? Von Oberbürgermeister Dr. jur. et phil. Trautmann, Vors. d. Oderbundes u. d. Brandenburg. Oderverb. Werft-Reederei-Hafen 1925, Heft 10, S. 260—261. Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick auf die unter dem Zwange des Versailler Diktates erfolgte Zusammenfassung der in den einzelnen Landschaften bereits bestehenden Odervereine zu dem Oderbund, zählt Verfasser dessen Ziele und Hauptaufgaben auf. Wahrnehmung der Rechte Deutschlands in der internationalen Oderkommission, Oderregulierung in weitestem Sinne (Staubecken bei Ottmachau mit 120 Mill. m³), Erweiterung und Verbesserung des Oder-Spree-Kanals unter Berücksichtigung der 1000 t-Schiffe, Kanalprojekt Elbe-Oder; Donau-Elbe-Oder, Ausnutzung der Wasserkräfte.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

691. Versuche mit hochwertigen Sonderportlandzementen. Von Ing. Dr. Alexander Hasch. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. Ver. 1925, Heft 21/22, S. 194—196 m. 2 Abb. In der Prüfungsanstalt des Wiener Stadtbauamtes sind Versuche zur Ermittelung der Druck- und Zugfestigkeiten bei verschiedenen Lagerungszeiten, sowie der Raumbeständigkeit durchgeführt worden, deren Ergebnisse in Diagrammen wiedergegeben sind.

692. Der deutsche Bauxit und sein Bergbau. Von E. Hüffner, Gießen. Tonindustrieztg. 1925, Nr. 44, S. 601—603. Ausführliche Behandlung der deutschen Bauxit-Vorkommen und deren Bergbau. Die deutschen Bauxitlager konzentrieren sich um die oberhessischen Städtchen Grünberg, Lich und Hungen und stehen in ursächlichem Zusammenhange mit den im gesamten Vogelsberggebiet geologisch vorherrschenden Basalten und Tuffen des tertiären Vogelsberg-Vulkans. Bauxitisierungs-Periode im Miozän, die Petrographie des Bauxits.

693. Oberflächliche Abbindestörungen bei einem Tonerdezement. Von Dr.-Ing. Nitzsche u. cand. phil. W. Gündel, Zement 1925, Nr. 22, S. 484—487 m. 5 Abb. Die bereits öfters beobachtete Eigenschaft kalkarmer Portlandzemente, beim Abbinden oberflächlich weich zu bleiben, ist bereits von Dr. Rühl und Dr. Michaelis als Folge der Wirkung von Luftkohlensäure festgestellt worden. Verfasser geben die Ergebnisse ihrer Untersuchungen wieder, die der experimentellen Festellung dienten, welchen äußeren Einflüssen die genannte Erscheinung zuzuschreiben ist und ob die Michaelis-Rühlsche Ermittelung auch für Tonerdezement zutrifft.

694. Fragen der Zement-Prüfung. Von Dr. H. Rühl, Berlin-Lichterfelde, Zement 1925, Nr. 22, S. 477—480 m. 2 Tab. Schluß. Die Ausführungen beschäftigen sich mit der Bestimmung des Wasserzusatzes zu den Sandproben, nach welcher Wasseraustritt zwischen dem 90. und 110. Schlage erfolgen soll. Die schwedischen Normen geben eine Formel an, nach der für eine erste Orientierung der Wasserbedarf der Sandproben aus dem Wasserbedarf der Normenprobe berechnet werden kann. Diese Formel deckt sich im Aufbau mit einer im Laboratorium des Verfassers angewandten Formel. Die sich aus beiden Formeln ergebenden Koeffizienten weichen von einander ab; der Unterschied liegt in der Verschiedenheit des Sandes, die auch für die Festigkeit von Zementmörtel von ausschlaggebender Bedeutung ist.

695. Die Einwirkung von Schwefelwasserstoff auf Kalkmörtel, Zementmörtel und Beton. Von Chem.-Ing. V. Rodt. Zement 1925, Nr. 22, S. 481—483. Mittlg. a. d. Staatl. Materialprüfungsamt Dahlem. Bezugnehmend auf die im Auftrage des deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Moorausschuß) im Jahre 1915 ff. ausgeführten Untersuchungen behandelt Verfasser die Zerstörungserscheinungen bei Einwirkung von Schwefelwasserstoffwasser mit Zementmörtel sowie bei Einwirkung von Kohlensäure. Quellenangaben.

696. Das Schweißen von Gußrohrleitungen mit Bronze. Von R. F. Starke, Essen. Das Gas- und Wasserfach 1925, Heft 23, S. 349—355. Verbindung glatter Gußrohrstöße durch Bronzeschweißung in Amerika. Die Bronze-Schweißtechnik, Versuchsergebnisse, ausgeführte Rohrleitungen mit Bronzeschweißung, Rohrverlegung. Angaben über die auf die amerikanischen Vorbilder Bezug nehmenden deutschen Versuche seitens des deutschen Gußrohrverbandes G. m. b. H. Cöln. Festigkeitsuntersuchungen, Korrosionsversuche, Anwendung bei Niederdruckgasleitungen. Gasfernleitungen evtl. auch Wasserleitungen.

697. Zur Normung legierter Baustähle. Von H. Franz und H. Graefe, Berlin-Siemensstadt, Werkstattstechnik 1925, Heft 11, S. 380—384. Notwendigkeit der Schaffung von Werkstoffnormen. Kritik der bereits erschienenen Normen für unlegierte Baustähle; Vorschläge für die Normung legierter Baustähle.

698. Das Holz als Baustoff. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmayer, Hannover. Grund- und Gerüstbau 1925, Nr. 9, S. 85—88 m. 2 Abb. Es ist notwendig, den der Verschiedenheit der Widerstandsfähigkeit des Holzes je nach Richtung der angreifenden Kräfte zugrunde liegenden Ursachen nachzugehen, wie sie sich folgerichtig aus dem Zellenaufbau des Baumes erklären. Verfasser entwickelt den Wachstumvorgang des Baumes und behandelt im Anschluß daran die Zug-, Druck-, Biege- und Scherfestigkeiten, letztere in der Faserrichtung, und zuletzt die Druckfestigkeit quer zu den Fasern. Er weist darauf hin, daß bei den Verbindungsbolzen entsprechend große Unterlagsscheiben zu verwenden sind, um eine Materialverschwendung bei Dimensionierung der Bolzen zu vermeiden.

Baumaschinen und Förderanlagen.

699. Bohrwerkzeuge für Druckluft oder Dampf in Steinbrüchen, Erzgruben und bei Tunnelbauten. Demag-Druckschrift Nr. 1088 m. 22 Abb. In der Folge werden behandelt Stoßbohrmaschinen, Gesteinsbohrmaschinen, elektropneumatische Bohrmaschinen, Hammerbohrmaschinen, Bohrhämmer, Keillochhämmer, Abbauhämmer, Kohlendrehbohrmaschinen, Dampfstoßbohrmaschinen und -hämmer.

Statik und Festigkeitslehre.

700. Auswertung der Versuche von Dr.-Ing. Kann mit Modellen von Zweigelenkrahmen für die Praxis. Von Dr.-Ing. H. Kuball, Hamburg. Beton u. Eisen 1925, Heft 11, S. 176 bis 178 mit 6 Abb. Verfasser hat zum Zwecke der Prüfung der Genauigkeit und des Wertes der von Dr.-Ing. Kann gefundenen Ergebnisse, diese rechnungsmäßig bestätigt und zeigt gleichzeitig ein Verfahren, das es ermöglicht, den Einfluß der steifen Ecken in verhältnismäßig einfacher Weise rechnerisch genau genug in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu erfassen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

701. Ein Beitrag zum Kapitel: „Weitgespannte Eisenbetongewölbe". Von Dr.-Ing. L. Pistor u. Regsbmstr. Dr.-Ing. Zenns. Bauzeitung 1925, Nr. 19, S. 191—192 m. 1 Abb. Ausgehend von der in den Nachkriegsjahren erfolgten schnellen Entwicklung massiver Wölbbrücken in Eisenbeton geben Verfasser die von ihnen ausgeführte Projektbearbeitung einer Brücke mit 110 m Spannweite wieder, nachdem auszugsweise die als Grundlage für die einschlägigen Untersuchungen geltende Dissertation Pistor „Untersuchungen über steifbewehrte Brückengewölbe großer Spannweite" wiedergegeben wird.

702. Die Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisenbeton für Bahnbrücken. Von Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart. Beton und Eisen 1925, Heft 11, S. 168—174 m. 6 Abb. Angesichts der Neubearbeitung der deutschen Reichsbestimmungen untersucht Verfasser die Frage, ob die bisherigen Berechnungsgrundlagen beibehalten werden, oder die Vorschriften für Brücken und diejenigen Bauteile, die Erschütterungen, Rauchgasen oder sonstigen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, auf Grund der inzwischen gemachten Erfahrungen eine neue Fassung erhalten sollen; er behandelt nacheinander die Begrenzung der Betonzugspannungen, die dynamischen Wirkungen der Verkehrslasten, die zulässigen Spannungen.

703. Die Eisenbetonbrücke über die Oise bei Persau-Beaumont. Von Dantin. Le Génie Civil 1925, Nr. 23, S. 549—552 m. 13 Abb. und 1 Taf. Die Dreigelenk-Bogenbrücke in Eisenbeton von 50 m Spannweite mit angehängter Fahrbahn bildet den mittleren Teil des Gesamtbrückenbauwerkes. Einerseits schließt sich ein Eisenbetonplattenbalken von 18,20 m Spannweite an, auf der anderen Seite ist an einen aus dem Jahre 1872 stammenden gemauerten Bogen angeschlossen worden. Gründung eines neuen Pfeilers mittels Senkkasten.

e) Eiserne Brücken.

704. Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener. Von Reichsbahnoberrat Schlodtmann, Oldenburg. Bautechnik 1925, Heft 24, S. 310—313 m. 8 Abb. Schluß aus Heft 23. In der Fortsetzung werden die das Offenhalten der Klappbrücke zu bestimmten Tageszeiten behandelnden Betriebsbestimmungen erörtert, anschließend der Bau der Kranpfeiler in seinen Einzelheiten, Konstruktion der Senkkästen usw., sowie der Widerlager näher beschrieben.

705. Zur Frage der Erneuerung eiserner Eisenbahnbrücken. Von Reichsbahnoberrat Henning, Erfurt. Verkehrst. Woche 1925, Heft 23, S. 337—343 m. 11 Abb. Das Anwachsen der Verkehrslasten, die neuen Lokomotiven, schädliche Wirkungen der schweren Lasten, Maßnahmen zu deren Beseitigung, Nachrechnung der Brücken, Auswahl der zu erneuernden Brücken, Hilfsmittel für eine richtige Auswahl, Mangel der Brückenverzeichnisse, Einführung der bei der R. B. D. Erfurt im Entstehen begriffenen Leistungskarte, die eine genaue Übersicht für kleine und kleinste Streckenabschnitte auch bei den verwickeltsten Verhältnissen geben soll, Teilstreckenübersichtskarte, Brückenkarten, vorläufige Einstufung der Brücken, Lokomotivgattung und Lastenzüge.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

706. Neuere Ausführungen von Brückenanlagen für Braunkohlenwerke. Von Dr.-Ing. F. l'Allemand, Dresden. Beton und Eisen 1925, Heft 11, S. 165—168 m. 6 Abb. Beschreibung der im Auftrage der Döllinger Bergbaugesellschaft m. b. H. Elsterwerda errichteten Sieberei-(Sortier-)Anlage. Sie setzt sich zusammen aus Siebereigebäude mit Wipper- und Siebbühne, Vorratsbunker, zweigeschossiger Zufahrtsbrücke für Ketten- und Seilbetrieb. Aus dem umfangreichen Bildmaterial ist näheres ersichtlich.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

707. Der Tiefensteuer-Schwimmflügel, D. R. G. M. Von Ing. Albrecht, bayr. Landesstelle für Gewässerkunde, München. Einleitend wird auf die nur beschränkt anzuwendende Stangenflügelmessung mit normalem Gestänge hingewiesen; letzteres biegt sich bei großen Wassergeschwindigkeiten und hohen Wasserdruck erzeugenden großen Wassertiefen allzu stark durch und wird in störende Erschütterungen versetzt. Die Konstruktion des Tiefensteuerschwimmflügels beruht auf dem Gedanken, den Wasserdruck des fließenden Wassers zur Versenkung des Flügels auszunutzen und dabei den Flügel gegen Abtrieb mittels vorgespanntem Seile zu sichern. Es wird die Ausführung der Geschwindigkeitsmessung eingehend behandelt.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

708. Oberrhein-Regulierung oder französischer Seitenkanal? Von Dr. v. Graevenitz, Freiburg i. Br. Bauzeitung 1925, Nr. 19, S. 190—191. Es werden die durch das von Frankreich geforderte Projekt gefährdeten Lebensinteressen auf Seiten Deutschlands und der Schweiz hervorgehoben.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

709. Zwei Expertenberichte über die Ursachen des Einsturzes der Gleno-Staumauer in Oberitalien. Es handelt sich um den vom Gerichtshof von Bergamo eingeforderten Bericht der Herren Prof. Ing. Ganassini und Ing. Danosso. Danach wird als fundamentale Ursache für das Eintreten des Einsturzes die ungenügende Stabilität des den zentralen Unterbau der Gewölbe bildenden Mauerwerkskörper bezeichnet; d. h. ungenügende Dimensionierung und mangelhafter Mauerwerkverband. Ferner die unterlassene Einbindung des Mauerfußes in den anstehenden Fels. Es wird besonders hervorgehoben, daß die Errichtung einer Vielfachgewölbe-Staumauer keine Veranlassung zu Bedenken gibt; auch nicht in diesem besonderen Falle. Anschließend wird das im Auftrage der bauausführenden Firma abgefaßte Gegengutachten, das ein Attentat dem Einsturz zugrunde legt, angeführt und behandelt.

710. Fragen der neueren Turbinentheorie. Von Dipl.-Ing. Schilhansl in Fritz Neumeyer-A.-G., München. VDI 1925, Nr. 23, S. 779—783 m. 9 Abb. Die Notwendigkeit, sich von der auf der Annahme unendlich dicht stehender Schaufeln aufgebauten Theorie für den Entwurf von Schnelläufern freizumachen, führt zu neuen Rechnungsgrundlagen. Als besonders fruchtbar haben sich Vorschläge von Bauersfeld und Thoma erwiesen. Aus der Erörterung der Rolle, die die Schaufelbelastung in dieser Betrachtungsweise spielt, werden allgemeine Grundsätze für den Entwurf abgeleitet.

711. Zur Frage der Anfressungen von Turbinenlaufrädern. Von Dr.-Ing. Feifel, München. VDI. 1925, Nr. 24, S. 815 bis 818 m. 4 Abb. Die Laufräder einer im Jahre 1918 in Betrieb genommenen großen Turbinenanlage zeigten nach kurzer Betriebsdauer bedenkliche Anfressungen. Nach den im In- und Ausland inzwischen gesammelten Erfahrungen und nach den hieraus entwickelten Entwurfsregeln müssen die Betriebsbedingungen der betreffenden Anlage heute als überaus ungünstig bezeichnet werden. Es wird über den erfolgreichen Ersatz der gefährdeten Räder berichtet. Die neuen Räder dürfen als frei von Anfressungen bezeichnet werden.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

712. Nordamerikanische Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Zement 1925, Nr. 22, S. 487—490 m. 8 Abb. Fortsetzung. Richtlinien für die Anordnung und Ausführung von Quer- und Längsfugen, soweit der heutige Stand der amerikanischen Erfahrungen solche aufzustellen es gestattet. Die Frage der Anordnung von Quer- und Längsfugen kann auch in Amerika noch nicht als völlig geklärt gelten. Abstand der Querfugen. Stärke der Fugen. Die Längsfuge als Verbindungsfuge. Arbeitsfugen bei Unterbrechung der Arbeit.

713. Der Betonstraßenbau im In- und Ausland. (Deutschland und andere europäische Länder.) Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel, Siegkreis. Dtsch Bztg. 1925, Nr. 45, Konstruktion und Bauausführung Nr. 11, S. 91—96 m. 7 Abb. Nach d. auf der 28. Hauptversammlung d. Dtsch. Beton-Vereines geh. Vortrage. Geschichtlicher Rückblick auf die Entwicklung des Betonstraßenbaues und anschließender Bericht über die seitens einer Kommission der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau nach London ausgeführten Studienreise im Oktober 1924.

714. Zur Umgestaltung des Straßenwesens mit Rücksicht auf den Autoverkehr und nach den Erfahrungen des Auslandes. Von Magistratsbaurat Dr. Scheuermann, Wiesbaden. Der Städt. Tiefbau 1925, Heft 9/10, S. 39—54 m. 9 Abb u. 4 Tafeln. Soweit Verfasser auf die Erfahrungen des Auslandes verweist, behandelt er die Ausführungen von Straßenbefestigungen mittels asphalthaltigem Bitumen, als dem geeignetsten Leim und bestem Beton als dem geeignetsten Glas für den neuzeitlichen Straßenbau. Maschinen für Bearbeitung und Einbau von großen Tagesleistungen, Maschinen zur Beförderung der heißen Mischmasse auf größere Entfernungen und zum Walzen bei leichter Beweglichkeit. Wärmeabstand als Maßstab für die Verwendbarkeit von Teerbitumen und Asphaltbitumen, Herstellung und Verwendung von Kunstbitumen, Petrolasphalt. Sheetasphalt, Topekaasphalt, von Betonstraßen und deren Sicherung in England.

715. Automobilstraßen in der Rheinprovinz. Von Dr.-Ing. Feindler, Elberfeld. Verkehrst. Woche 1925, Heft 21, S. 319. Verfasser macht Mitteilung von der erteilten Genehmigung für die Autostrecke Remscheid—Solingen—Ohligs—Düsseldorf—M.-Gladbach und der geplanten Autofernstraße von Aachen über Köln, Düsseldorf nach Duisburg; sie soll neben der ebenfalls geplanten elektrischen Schnellbahn Köln—Düsseldorf herlaufen.

716. Landstraßen und Kraftwagen. Von Dr. E. Hay, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 21, S. 312—316. Mit zunehmendem Kraftwagenverkehr, besonders auch dem Lastkraftwagenverkehr, ist die Frage der Aufbringung der für den Neubau und die Unterhaltung der Straßen notwendigen Mittel von erhöhter Bedeutung. Es handelt sich dabei um die Bestreitung der Lasten aus öffentlichen Mitteln sowie um die besondere Belastung derjenigen Kreise, die an der Unterhaltung und dem gutenZustand des Straßennetzes besonderes Interesse, gleichzeitig aber auch an deren Abnutzung wesentlichen Anteil haben. Die Auswirkung des § 12 des Reichsausgleichgesetzes und die Rechtsgültigkeit der preußischen Verordnung über die Erhebung von Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung. Verfasser fordert reichseinheitliche Regelung der Kostenaufbringung und führt Vorschläge dazu an.

717. Fahrzeug und Straße. Von Dir. Ing. O. Windberger. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. Ver. 1925, Heft 21/22, S. 191—194 m. 9 Abb. Mit Rücksicht auf die steigende Bedeutung des Lastkraftwagenverkehrs wird der gegenseitige Einfluß von Fahrzeug und Straße vom Standpunkte des Kraftwagenerzeugers und -besitzers behandelt; im besonderen wird eine Übersicht über die in Betracht kommenden Bereifungsarten gegeben.

718. Das Projekt der Großglockner-Hochalpenstraße. Von Landesbaurat Ing. Walleck, Klagenfurt. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. Ver. 1925, Heft 21/22, S. 173—177 m. 7 Abb. Es handelt sich bei diesem Projekt um die Verbindung zweier an den Hauptkamm der Alpen bereits heranreichende Straßenzüge, vom Süden die Straße von Lienz über Dölsach, den Inselberg nach Heiligenblut, vom Norden die Straße von Zell am See über Bruck und Fusch nach Ferleiten. Die Linienführung der 27,5 km langen Verbindungsstraße, in deren Zuge das Hochtor in 2506 m Seehöhe durch einen 255 m langen Tunnel unterfahren werden soll, wird näher, auch vom technisch wirtschaftlichen Gesichtspunkt behandelt.

719. Neuzeitliche Straßenverbesserungen in der Schweiz. Von Dipl.-Ing. E. Ammann, Zürich. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. Ver. 1925, Heft 21/22, S. 185—191. Zunächst werden kurz die bei der Korrektion bestehender Straßen zu beachtenden Grundsätze entwickelt, soweit sie sich auf Linienführung, Längen- und Querprofil, Kunstbauten, Entwässerung usw. beziehen. Es folgt: die Ausbildung und der Unterhalt der modernen Straßenfahrbahn, im besonderen die Oberflächenbehandlung bei Verwendung von Teer. Oberflächenteerung. Innenteerung — Tränkverfahren. Mischverfahren, der sogen. Teermakadam. Zubereitung von Teerschotter Verwendung von Bitumen. Kleinpflasterstraßen.

720. Die moderne Landstraße und die Probleme des Wiederaufbaues der österreichischen Landstraßen. Von Oberbaurat Ing. A. Smola. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. Ver. 1925, Heft 21/22, S. 180—185 m. 4 Abb. Die Ausführungen behandeln die Fortschritte des modernen Landstraßenbaues und zeigen, wie der Kraftwagenverkehr die Landstraße beansprucht und umgekehrt, wie die Straße den Kraftwagenverkehr beeinflußt. Bezugnehmend auf die letzten 4 internationalen Straßenkongresse wird die Entwicklung der Landstraßen besprochen und anschließend daran das Problem der österreichischen Straßen erörtert, ihr Verfall erklärt und ein Programm aufgestellt, nach welchem ihre Wiederherstellung erfolgen könnte.

721. Straßenbau und Straßenunterhaltung in Wien. Von Senatsrat Ing. L. Kosetschek. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. Ver. 1925, Heit 21/22, S. 177—180 m. 3 Abb. Eingangs beschreibt Verfasser den Umfang des der im Wiener Stadtbauamte bestehenden Abteilung für Straßenbau und -unterhaltung unterstellten Straßennetzes, und zwar aufgezählt nach Quadratmetern je Straßenbefestigung. Von den im Jahre 1924 durchgeführten Arbeiten der Straßenverwaltung werden die einzelnen Arbeitskategorien besprochen: Steinpflaster-, Asphaltpflasterstraßen und Asphaltgehsteige, Holzpflaster- und Makadamstraßen.

Eisenbahnbau und Betrieb.

722. Die Ausgestaltung des Oberbaues auf Holzschwellen. Von Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart. Verkehrst. Woche 1925, Heft 21, S. 306—312 m. 20 Abb. Eingangs behandelt Verfasser die Verwendung von Holzquerschwellen in den verschiedenen Ländern. Mit Rücksicht auf die Steigerung der Betriebslasten und Zuggeschwindigkeiten sind Untersuchungen über die zweckmäßige und wirtschaftliche Ausgestaltung des Oberbaues auf Holzquerschwellen zur Zeit noch im Gange. Verfasser beabsichtigt mit seinen Ausführungen die neueren Forschungsarbeiten über Holzfestigkeit und Holzverbindungen für den Holzschwellenoberbau nutzbar zu machen.

723. Die Ermittlung der Betriebsleistungen (Zug- und Wagenachskilometer) nach dem Lochkartenverfahren. Von Dr.-Ing. Feindler, Elberfeld. Verkehrst. Woche 1925, Heft 22, S. 325—329, Heft 23, S. 343—345 m. 10 Abb. Die Reichsbahndirektion Elberfeld wendet bereits das Lochkartenverfahren an. Verfasser beschreibt die Ausstellung der Lochkarten, Einsendung und Lochen der Lochkarten, die Ermittlung der Zug- und Wagenachskilometer. Das Verfahren verbindet ferner den Vorteil, auch die zu jeder Gruppensumme der errechneten Zug- und Achskilometer gehörige Zugkilometereinheit aufzuschreiben.

724. Die Kunze-Knorr-Bremse für Personen- und Schnellzüge. Von Reichsbahnoberrat Wiedemann. Glasers Annalen 1925, Heft 11, S. 237—248 m. 16 Abb. u. 1 Tafel. Schluß von Seite 223. Geschichtliche Entwicklung der Kunze-Knorr-Bremse für Schnellzüge. Vergleich mit der bisherigen Bauart. Bremswege. Die heutige Bauart der Kunze-Knorr-Bremse für Schnellzüge und ihre grundsätzliche Wirkungsweise in Verbindung mit dem Bremsdruckregler. Beschreibung der Einzelteile der Kunze-Knorr-Bremse für Schnellzüge. Betrieb und Unterhaltung.

725. Eisenbahnstudien in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Regs.Baurat Dr.-Ing. Vierhoff-Dortmund. Verkehrst. Woche 1925, Heft 21, S. 299—306. Die Eingliederung der Eisenbahnen in die wirtschaftlichen Verhältnisse des Landes. Die Ausdehnung und Eigentumsverhältnisse der Bahnen. Die Anlagen der Eisenbahnen, baulicher Art, Sicherungsanlagen, das rollende Material. Die Leistungen der Eisenbahnen im Personen- und Güterverkehr. Die Verwaltung der Bahnen, das Verhältnis der Eisenbahngesellschaften zum Staat, das Tarifwesen, Personalangelegenheiten, Finanzangelegenheiten. Die zukünftigen Aufgaben der Eisenbahnen.

726. Organisation in den Lokomotivwerkstätten der Eisenbahngesellschaften Paris-Orléans. Von Marcel Bloch, Orléans. Revue générale des Ch. d. F. 1925, Nr. 6, S. 476—504 m. 18 Seiten Tabellen. Schluß. Die Organisation wird im einzelnen und im Zusammenhang mit der Preisbildung behandelt.

727. Die Einphasenstrom - Schnellzuglokomotive, Typ A e 3/6, der Schweizerischen Bundesbahnen. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 22, S. 227—279; Nr. 23, S. 290—293 m. 18 Abb. u. 1 Tafel. Der mechanische Aufbau der Lokomotive unter Anführung der Hauptabmessungen und Leistungsangaben. Lauf- und Triebachsen, Federaufhängung, Antriebmechanismus, Rahmenbau, Luftleitungsanlage, der Lokomotivkasten. Die elektrische Ausrüstung, ihre Anordnung, die Stufentransformatoren, die Stufenschalter, die Triebmotoren, die Transformatoren-Kühlgruppe, Kompressoren, Steuerkontrollen. Von der beschriebenen Lokomotivart sind bereits 32 Maschinen mit Erfolg in Betrieb.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

728. Eisenbetonspundwände. Von Ing. A. Kittel, Berlin. Bautechnik 1928, Heft 24, S. 313—315 m. 11 Abb. Schluß a. Heft 22 Anschließend beschreibt Verfasser die Konstruktion und Ausführung der von der Firma Christiani u. Nielsen hergestellten Eisenbeton-Kaimauern im Fischereihafen von Cuxhaven, ferner im Hafen von Randers in Dänemark, im Hafen von Delfzijl-Holland und im Hafen von Lowestoft-England. Zum Schluß wird eine besondere Konstruktion von Spundbohlen angeführt, bei der Nut und Feder aus starken Spezialeisen in die Bohlen einbetoniert und mit der Bewehrung verschraubt werden.

729. Eine neue Stoßdeckung für Bewehrungseisen. Von Dipl.-Ing. E. Lucan, Dortmund. Beton u. Eisen 1925, Heft 11, S. 174—176 m. 4 Abb. Nach kurzer einleitender Besprechung der drei verschiedenen Arten der Stoßdeckung, Übergreifen der Stabenden, Verschraubung der Enden mit Deckmuffen, Schweißen der Stabenden, beschreibt Verfasser die von ihm zum Patent angemeldete Verbindung übergreifender, verzahnter und eine Exzentrizität vermeidender Stabenden, die durch Versuche erprobt worden ist.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

730. Hölzerne Lokomotivschuppentore. Von Dr.-Ing. R. Schaechterle, Stuttgart. Bautechnik 1925, Heft 24, S. 309—310 m. 2 Abb. Verfasser beschreibt die im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart zur Ausführung gelangten Schuppentore in Holzbauweise. Das zweiflügelige vom Eisenbahnzentralamt neuerdings bearbeitete Mustertor mit 4,0 m Torweite und 4,85 m Höhe besitzt einen starken Winkeleisenrahmen mit Querriegel in halber Höhe. Es werden die Vor- und Nachteile erörtert.

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

731. Die Anordnung der Grünflächen in und bei den Städten. Von Dr. Dr.-Ing. J. Stübben. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 43/44, Stadt und Siedlung, Nr. 11, S. 86—88. Verfasser bespricht in der Folge die Richtlinien für die Anlage von Grünflächen verschiedener Bestimmung, und zwar für Spiel- und Sportplätze, Verbindung der öffentlichen Parkanlagen durch Grünbänder, die zumeist als Promenaden neben Fahrstraßen und Wasserläufen oder aber als Innenpromenaden ausgebildet werden. Diese durchqueren die Baublöcke zwischen den Hausgärten, dienen nicht dem Anbau, sind nur für Fußgänger bestimmt und frei von Lärm, Staub und den Gefahren der Fahrstraßen. Ferner für Wald- und Wiesenflächen der Stadtumgebung, für die Dauer bestimmte Nutzgartenflächen, landwirtschaftliche Nutzflächen in der Stadtumgebung sowie für Rennbahnen, Stadien, Friedhöfe und Flugfelder.

732. Der Firstbrunnen, eine neue Ausführungsform des Emscherbrunnens. Von Dr. Ing. F. Schimrigk, Weimar. Gesundheitsing. 1925, Heft 22, S. 261—263 m. 11 Abb. Verfasser beschreibt die Konstruktion und das Wesen dieser neuen Bauweise, die bisher dreimal zur Ausführung gelangt ist; an Hand von Abbildungen und der Beschreibung der Anlage vom Truppenübungsplatz Altengrabow, werden die seit etwa einjähriger Betriebszeit gemachten Erfahrungen aufgezählt. Wirtschaftliche Raumausnutzung; vorteilhafte Behandlung der Schwimmschicht.

733. Dückerabsenkung im Spandauer Schiffahrtskanal. Von Betriebsdirektor G. Meyer, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 21, S. 258—259 m. 5 Abb. Die Ausführungen enthalten in der Hauptsache den Absenkungsvorgang der 66,4 m langen Dükerleitung, wobei Angaben über die Berechnung des vorübergehend als Tragwerk beanspruchten Dükerrohres von 100 cm lichten Durchmesser wiedergegeben werden.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

734. Verkehrsschätzung und Verkehrszählung als Grundlagen für die Ertragsberechnung von Schnellbahnen. Von Privatdozent Dr.-Ing. Heisterbergk, Crefeld. Verkehrst. Woche 1925, Heft 21, S. 282—299. Es werden einige der für deutsche Schnellbahnvorhaben ausgeführten Schätzungen und Schätzungsarten sowie die dabei zu beobachtenden allgemeinen Gesichtspunkte erörtert und anschließend daran zwei eingehende Verkehrszählungen nach Verfahren und Ergebnissen besprochen, die in Chicago und Philadelphia vorgenommen wurden und geeignet erscheinen, die vorerwähnte Lücke in deutschen Schätzungsverfahren auszufüllen. Die Schätzungen für die Nord-Süd-Bahn und die A.E.G.-Bahn in Berlin. Allgemeine Gesichtspunkte bei Verkehrsschätzungen. Die Verkehrsuntersuchungen für das zukünftige Schnellbahnnetz von Groß-Berlin und für die Stadtbahn in Leipzig.

735. Die Einrichtung von Kraftomnibuslinien im Ruhrgebiet. Von Baurat W. Hansing, Essen. Verkehrst. Woche 1925, Heft 21, S. 316—319 m. 1 Abb. Verfasser schildert zunächst die schnelle Entwicklung der Kraftomnibuslinien zur Bewältigung des Nah- und Zwischenortsverkehrs und die Behandlung von Anträgen der Unternehmungen seitens der Behörden im Zusammenhang mit den dabei gemachten Erfahrungen und erörtert die notwendige einheitliche Regelung des Kraftwagenverkehrs. Beispielsweise werden die bei Genehmigung von Kraftomnibuslinien beobachteten Richtlinien innerhalb des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk mitgeteilt. Zusammenschluß zu Kraftverkehrsgesellschaften. Stellungnahme der Reichsbahn- und Reichspostverwaltung. Mangel an großzügig angelegten Durchgangsstraßen.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

736. Zur Psychologie des Eisenbahnunfalls. Von Bloß, Dresden. Industrielle Psychotechnik 1925, Heft 5, S. 156—157. Es wird auf den Mangel an Rücksicht auf die psychologischen Einflüsse, sowohl für den Eisenbahnbetrieb als Ganzem, wie für den einzelnen Betriebsbeamten, hingewiesen, der nicht nur der breiten Öffentlichkeit, sondern auch der Rechtspflege bei Beurteilung des Eisenbahnunfalles anhaftet. Verfasser gibt einen bei der Reichsbahndirektion Dresden zur Anwendung gebrachten Fragebogen wieder, der nach Abschluß der dienstlichen Unfalluntersuchung als Ergänzungsanzeige ausgefüllt wird; in ihm ist absichtlich jede Frage nach der „Schuld" vermieden.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

737. Haftet auch die Deutsche Reichsbahn für die Folgen des Unglücks bei Preußisch-Stargard? Von Reichsbahnrat Brunner, Königsberg Pr. Ztg. d. V. Dtsch. Eisenbahnverwaltg. 1925, Nr. 22, S. 615—616. Laut § 8 des Artikels 36 des Pariser Abkommens zwischen Deutschland, Polen und der Freien Stadt Danzig haftet gegenüber Personen, die durch einen Betriebsunfall irgendwelchen Schaden erlitten haben, die betriebsführende Verwaltung und somit Polen. Der Beförderungsvertrag ist sinngemäß mit der den Betrieb führenden Eisenbahn abgeschlossen worden.

738. Die vertraglichen Grundlagen des tschechoslowakischen Adriaverkehrs. Von Dr. Botsch, Hamburg. Ztg. d. V. Dtsch. E.B.Verwaltg. 1925, Nr. 23, S. 642—645. Abkommen über die Platzgebühren, den Adriatarif, den direkten Güterverkehr, die Seefrachten; letzterem Abkommen zugrundeliegendes Protokoll, in dem sich die maßgebenden Triester Reedereien zur Begünstigung des tschechoslowakischen Ein- und Ausfuhrverkehrs bereiterklären, enthält ausdrücklich den Hinweis auf den Wettbewerb in den Nordseehäfen.

739. Die Lage der Deutschen Reichsbahn. Von Staatssekretär Dr. Stieler. Verkehrst. Woche 1925, Heft 21, S. 273—276. Verfasser behandelt insonderheit die Frage, ob die Deutsche Reichsbahn die Last tragen kann, die ihr durch den Dawes-Plan auferlegt ist und geht in diesem Zusammenhange auf die Reichsbahnfinanzen näher ein, wobei Vergleiche zwischen den Verhältnissen von 1913 und jetzt gezogen werden. Das Lohn- und Gehaltsniveau, die Pensionslast im Rahmen der politischen Lasten; das Verhältnis der sächlichen zu den persönlichen Ausgaben. Die Tarifbildung. Die Tätigkeit des Reichseisenbahnrates.

740. Die Kraftquellen Deutschlands. Von Ministerialrat van Heys, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 21, S. 276—282 m. 3 Abb. Es werden vom Verfasser die einzelnen Kraftquellen des Deutschen Reiches, Steinkohlen verschiedener Art, Braunkohlen verschiedener Art, Torf, Öl, Holz, Wasser und Wind unter Berücksichtigung ihres einzelnen Anteiles an der gesamten Krafterzeugung, ihre Gewinnung und ihr Verbrauch behandelt.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

741. Psychotechnische Untersuchung über das Maschinenschreiben. Von Lahy Paris übersetzt von Dr. K. Rockel. Industrielle Psychotechnik 1925, Heft 5, S. 142—155 m. 9 Abb. Die wissenschaftlichen Methoden zur Vervollkommnung des Maschinenschreibens. Die Untersuchung der Schreibbewegung des Maschinenschreibers a) Registrier- und Aufschreibapparate. b) Prüfapparate. Gesamtanalyse der Schreibmaschinenarbeit. Einige Ergebnisse a) Die Regel der Abwechselung, b) Die Methoden der Schreibmaschinenarbeit. c) Der persönliche Schreibmaschinenanschlag. d) Der Maschinenschreiber muß die für ihn geeignete Methode beigebracht bekommen. e) Die gegenseitige Anpassung des Maschinenschreibers und seiner Maschine. f) Die rationelle Tastatur. S. 158 folgt eine Entgegnung von Klockenberg, die auf Versuche des Laboratoriums für J. P. der T. H. Berlin-Charlottenburg bezug nimmt.

742. Goethe und die Technik. Von Prof. E. Mattern, Charlottenburg. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 21, S. 253—257. Gekürzte Wiedergabe des zur Feier des Schinkeltages am 13. Februar 1925 im Architekten- und Ingenieurverein in Berlin gehaltenen Festvortrages.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

743. Kalkpulver als Ersatz für Kalkteig in der Traßnormenmischung. Von Prof. Burchartz, Mittlg. a. d. Staatl. Mat. Prüf.-Amt Berlin-Dahlem. Tonind.-Ztg. 1925, Nr. 50, S. 687 bis 690 m. 3 Abb. u. 7 Tab. Anlaß zu den Versuchen und Zweck derselben. Probematerial, Nettetaler-, Brohler-, Bayerischer Traß, Normenkalkteig, -pulver, Zementnormensand. Prüfung der Trasse auf chemische Zusammensetzung, Raumgewicht, spezifisches Gewicht, Mahlfeinheit, Gehalt an hygroskopischem und Hydratwasser; Eindruckversuche nach Vicatverfahren zur Bestimmung des Wasserzusatzes für den Traßnormenmörtel; Bestimmung der Zug- und Druckfestigkeiten der einzelnen Mörtelmischungen. Herstellung der Mischung und der Probekörper für die Festigkeitsprüfungen. Versuchsergebnisse.

744. Über Zementformeln. Von Dr. G. Haegermann, Berlin-Karlshorst. Zement 1925, Nr. 23, S. 437—500 m. 2 Abb. Vortrag, gehalten auf der 48. Generalversammlung des V. Dtsch. Portland-Zement-Fabrikanten 1925 Berlin. Die Ermittelung der besten Zusammensetzung bzw. der höchstzulässigen Kalkgrenze geschieht in neuerer Zeit meistens von der Konstitution des Portlandzementes aus, obwohl über diese bereits die Ansichten auseinandergehen. Die Molekularformel von Dr. Rühl gilt im besonderen nur für geschmolzene Portlandzemente und hochkieselsäurehaltige, schwach-tonerde- und eisenhaltige Zemente. Das Verhältnis von Calcium zu der Summe der Hydraulefaktoren = 2,0, der hydraulische Modul nach Michaelis, ist gut anwendbar bei Zementen, die nicht zu sehr von der mittleren Zusammensetzung abweichen. Der Silikatmodul im Verhältnis zum hydraulischen Modul. Der Tonerdegehalt und das Verhältnis von Kieselsäure und Eisenoxyd als Grenzmaßstäbe für den Kalkgehalt.

745. Normen und staatliche Lieferungsbedingungen für Zement in Columbien. Zement 1925, Nr. 23, S. 506. Begriffserklärung, chemische Eigenschaften, spezifisches Gewicht, Mahlfeinheit, Raumbeständigkeit, Abbindezeit, Zugfestigkeit, Verpackung und Bezeichnung, Lagerung, Kontrolle, Zurückweisung; letztere bezieht sich auf die Erfüllung der in vorgenannten Punkten aufgestellten Bedingungen; sie verliert Gültigkeit, wenn der Zement bei nochmaliger Probe nach einer einstündigen Trocknung bei 100° C die Bedingungen erfüllt. Ebenso kann ein Zement, der den Vorschriften bei der Untersuchung auf Raumbeständigkeit in Dampf nicht genügt, dann zur Verwendung kommen, wenn er bei einer weiteren Untersuchung mit einem neuen Probestück desselben Zements innerhalb 28 Tagen den Normen entspricht.

746. Die zukünftigen schweizerischen Normen für Bindemittel auf Grundlage von Untersuchungsergebnissen der Eidg. Materialprüfungsanstalt in den Jahren 1922—24. Von Prof. M. Roš. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 25, S. 315—320 m. 15 Abb. Tabellarische Zusammenstellung der Prüfungsergebnisse der an 17 Normal- und 3 Spezial-Portlandzement-Marken ausgeführten Untersuchungen. Die Ergebnisse vergleichender Untersuchungen zwischen schweizerischen und ausländischen Portlandzementen mit erdfeucht eingerammtem und plastisch angemachtem Normalmörtel haben ergeben, daß die schweizerischen als hervorragende Bindemittel gewertet werden dürfen. Für die schweizerischen Tonerde-Schmelzzemente wird zur Vervollständigung der Normen, außer den Angaben über die physikalisch-chemischen Eigenschaften, die Aufnahme folgender Angaben befürwortet: Mindest-Festigkeitswerte für Biegung und Druck mit plastisch angemachtem Normalmörtel, Mischung 1 : 3 und Wasserlagerung, Schwinden der Zemente und Zementmörtel, Dehnungszahlen, das Spiel in den Normenwerten der Festigkeit einer Zementmarke, auf Grund einer chemischen Analyse die Grenzwerte des hydraulischen Moduls, des unlöslichen Rückstandes, des Gipsgehaltes und des Magnesiagehaltes.

747. Wie untersuche ich meine Rohstoffe? Von Ing.-Chem. O. Frey. Zement 1925, Nr. 23, S. 500—502, Nr. 24, S. 517 bis 520 m. 4 Abb. Fortsetzung. Der feinkörnige Sandstein; Verhalten der Eigenfestigkeiten bei zweckentsprechender Korrektur mit Kalk oder mit tieferkalkigem Mergel. Das rote Kalksteinkonglomerat als Ausgangsprodukt. Romanmergel. Kalkmergelbänke als Kunstzement gemahlen. Die Sandsteinbank im Lager. Die Verbundmühlen und ihre Arbeitsweise, Mahlaggregate, Sichtung. Mahlaggregat und Verbundmühle. Schema zur Beurteilung einer Mühle.

748. Das Einsatzhärten und seine Anwendung in der Eisenbahnfahrzeugindustrie. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Kühnel, Berlin. Glasers Annalen 1925, Heft 12, S. 259—265 m. 15 Abb. Vortrag, gehalten in der Deutschen Maschinentechnischen Gesellschaft 1925. In der Literatur vorhandene Widersprüche über Temperatur, Zeit, Wirkung, Tiefe beim Einsatzhärten. Theoretische Voraussetzungen für das Gelingen des Einsatzvorganges. Vorrichtungen für das Abhärten nach dem eigentlichen Einsatzvorgang.

Hier abtrennen!

Baumaschinen und Förderanlagen.

749. Die Verwendung von Elektrokarren bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Reichsbahnoberrat Schmelzer, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 26 S. 733—738 m. 5 Abb. Es werden die verschiedenen Verwendungsmöglichkeiten der Elektrokarren bei der Deutschen Reichsbahn zusammengestellt und ein Kostenvergleich zwischen Elektrokarren- und Handkarrenbetrieb aufgestellt.

Statik und Festigkeitslehre.

750. Ermittlung der statisch unbestimmten Größen hochgradig statisch unbestimmter Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme. Von Dipl.-Ing. E. Schmidt, Lichterfelde-West. Bautechnik 1925, Heft 26, S. 327—380 m. 10 Abb. Die Verringerung der Anzahl der bei Zugrundelegung statisch bestimmter Hauptsysteme erforderlichen linearen Gleichungen durch mehrmalige Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme wird an einem Beispiel eingehend erläutert.

751. Zur Anwendbarkeit des Eingelenkbogens. Von Dr. techn. Proksch, Bukarest. Beton u. Eisen 1925, Heft 12, S. 186 bis 188 m. 1 Abb. Eingangs geht Verfasser auf die Einwendungen der Gegner des eingespannten Bogens kurz ein und erörtert in diesem Zusammenhange die statische und konstruktive Wirkung eines im Scheitel des eingespannten Bogens eingefügten flachen Steingelenkes; anschließend wird die Frage, warum Eingelenkbogen nicht zur Ausführung gelangen, durch einen allgemeinen Vergleich aller vier Bogensysteme erörtert.

752. Bruchversuch mit einem Druckglied aus umschnürtem Gußeisen. Von Prof. Dr. Emperger. Zeitschr. d. Oesterr. I. u. A. V. 1925, Heft 23/24, S. 209—212 m. 4 Abb. Der Bau der Traunfallbrücke in Oberösterreich, einer Zweigelenkbogenbrücke von 71 m Spannweite, hat Veranlassung gegeben, Bruchversuche mit der 1000 t-Presse anzustellen, die dem Nachweise der in einem Bauwerke tatsächlich vorhandenen Sicherheit dienten. Es hat sich ergeben, daß den beiden Bogenrippen von 80 cm Breite aus umschnürtem Gußeisen ein voller Bogen von der Gesamtbreite der Brücke gleichwertig ist und daß die Einschaltung der Gußeisen im Bogen der Ersparnis von wenigstens vier weiteren Rippen von derselben Höhe gleichkommt.

753. Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten. Von Reichsbahnrat Fölsing, Frankfurt a. O. Bautechnik 1925, Heft 25, S. 317 bis 319 m. 10 Abb. Beschreibung der im Eisenbahndirektionsbezirk Osten im Zuge der Ostbahn vorgenommenen Umbauten von eisernen Brücken über den Odervorflutkanal; Ersatz durch Blechträger. Seitliche Auskragung der Pfeiler zur Platzbeschaffung für ein drittes Gleis. Auswechselung der Überbauten. Belastungsversuche mit Gitterträgern zwecks Feststellung ihrer Tragfähigkeit mittels Preßtöpfen; Festigkeitsuntersuchungen im Staatlichen Materialprüfungsamt in Lichterfelde für verschiedene Belastungsfälle an Materialproben des zerstörten Überbaues.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

754. Der Viadukt über die Orbe bei Vallorbe (Linie Lausanne—Vallorbe). Von Ing. Bühler. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 11, S. 241—242 m. 4 Abb. Umbau der Ende der 60er Jahre erbauten Brücke, die aus zwei gemauerten, mit Sparöffnungen versehenen Widerlagern und zwei hohen steinernen Pfeilern sowie einem eisernen Überbau bestand, infolge höherer Verkehrslasten in einen steinernen Viadukt unter Benutzung des gesamten Unterbaues der alten eisernen Brücke umgebaut wurde. Die Durchführung der Bauarbeiten wird näher beschrieben.

d) Eisenbetonbrücken.

755. Eine Eisenbetonbogenbrücke mit Zugband über die Alle bei Leissienen in Ostpreußen. Von Reg.-Baurat v. Zychlinski, Rathenow. Zentralblatt d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 23, S. 273—277 m. 13 Abb. Zweigelenkbogen mit Zugband und angehängter Fahrbahn von 47,70 m Spannweite. Allgemeine Anordnung. Konstruktive Durchbildung des Überbaues. Bogenhöhe 10,5 m.

756. Ein Beitrag zum Kapitel: Weitgespannte Eisenbetongewölbe. Von Dr. Ing. Pistor u. Dr. Ing. Zeuns. Bauztg. 1925, Nr. 20, S. 198—200 m. 4 Abb. Schluß. Weiterhin wird das eingespannte Gewölbe auf seine Eignung für große Spannweiten untersucht und seine Verwendung bei solchen über 150 m auch bei großem Stich als ausgeschlossen erklärt. Da die Verhältnisse beim Zweigelenkbogen ganz ähnlich liegen, bleibt dem statisch bestimmten System des Dreigelenkbogens die Anwendung im Bau weitgespannter massiver Bogenbrücken vorbehalten. Anschließend werden die entsprechenden Verhältnisse im steif bewehrten Dreigelenkgewölbe unter Berücksichtigung der Vorspannung untersucht. Zum Schluß wird das im Jahr 1924 ausgearbeitete Projekt einer Melanbrücke von 100 m Spannweite und voller Anhängung näher beschrieben.

e) Eiserne Brücken.

757. Die neue Pregelbrücke zu Königsberg i. Ostpr. Von Reichsbahnrat Lewerenz, Königsberg. Bautechnik 1925, Heft 26, S. 329—342 m. 49 Abb. Im Zusammenhang mit den Bahnhofneubauten hatte sich eine neue Pregelbrücke notwendig gemacht, die die von Norden kommenden Linien von Pillau und von Tilsit—Labiau in den neuen Personenbahnhof einführen soll. In der Folge werden beschrieben die Hauptformengebung des 198,2 m langen Brückenbauwerkes, die zweigeschossige Flußbrücke, die zweiarmige Drehbrücke, das Trägersystem, die Pfeilerausbildung, die Lagerung der Drehbrücke, allgemeine Ausbildung der Maschinenanlagen, die Bedienung der Drehbrücke, Sicherungsmaßnahmen. Voraussichtliches Bauende 1925.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

758. Wasserturm in Eisenbeton für die neuen Kasernen in Neustadt a. d. Haardt. Von Dr.-Ing. J. Lehr, Neustadt. Dtsch. Bztg. Nr. 49, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 13, S. 98—102 m. 10 Abb. Der Turm besitzt entgegen der üblichen Form quadratischen Grundriß, der Behälter selbst dagegen kreisförmigen Grundriß. Inhalt 100 m³. Neben der Beschreibung der Gesamtanordnung wird die statische Untersuchung wiedergegeben.

Gründungsarbeiten usw.

759. Das Grundwasserabsenkungsverfahren beim Teufen im wasserreichen Gebirge. Von Regsbmstr. W. Sichardt. Der Grund- und Gerüstbau 1925, Nr. 10, S. 97—101 m. 4 Abb. Grundwasserabsenkungsmethoden je nach der zu erwartenden Wassermenge, nach Zusammensetzung und Mächtigkeit des Gebirges. Das Sümpfen, Senkschachtverfahren bzw. Brunnengründung, Druckluft- und Gefrierverfahren. Abbohren im toten Wasser, nach Honigmann, Kind-Chaudron, Stockfisch-Gewerkschaft Deutscher Kaiser; senkrechtes Anstecken mit Haasescher oder Simonscher Spundwand; Versteinen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

760. Die Regulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel mit einer kurzen Beschreibung der Regulierung unterhalb Straßburg. Von Oberbaurat K. Spieß, Karlsruhe. Schweiz. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 6, S. 137—142 m. 4 Abb. Fortsetzung. Einbau von Buhnen und Grundschwellen. Kurze Leitwerke nur dort, wo die planmäßige Fahrwasserrinne am Ufer anliegt, um dieses gegen Unterkolken zu schützen. Richtlinien für das Bauvorgehen in den einzelnen Stromstrecken, Organisation des Ausbaues. Als Gesamtbauzeit bis zur Herstellung eines geregelten Fährwassers zwischen Straßburg und Kembs werden sieben, bis zur Beendigung des weiteren Ausbaues elf Jahre angegeben; als Gesamtbaukosten der Regulierung für die Strecke Straßburg—Istein ergeben sich 49,5 Mill. Mark.

761. Der Bau der drei Trockendocks der Nederlandsche Dok-Maatschappij in Amsterdam. Von Dipl.-Ing. Schonnopp. Bautechnik 1925, Heft 25, S. 319—322 m. 7 Abb. Von den drei Docks sind die beiden kleineren als Drainage-, das größte als vollkommen wasserdichtes Trockendock konstruiert. Verfasser beschreibt den Bauvorgang und die Installationen der Baustellen; zum Betonieren der Docksohle des Trockendocks ist eine elektrisch angetriebene, die ganze Breite des Docks überspannende Kranbrücke verwendet worden, auf der sich die Betonmischmaschinen befanden. Abschluß der Docks durch Stemmtore. Beim Trockendock kann die normale Nutzlänge durch ein Schwimmtor vergrößert bzw. verkleinert werden.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen.
Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

762. Versenkwalzen. Von Ministerialrat H. Krenzer, München. Werft, Reederei, Hafen 1925, Heft 12, S. 342—344 m. 4 Abb. Neben den normalen Bedingungen, die an den Verschlußkörper von Wehranlagen gestellt werden, sollen auch Sonderbedingungen, besonders bei neuzeitlichen Wasserkraftanlagen erfüllt werden: Feinregelung, Schwemmsel- und Eisabführung bei geringstem Wasserverlust, d. h. bei geringster Beeinträchtigung des Kraftwerkes. Die Ausbildung der den Bedingungen genügenden Versenkwalzen, im Zusammenhang mit der Beschreibung der Ausführungen im Main bei Viereth, wird näher wiedergegeben.

763. Wirkungsgrade von Wasserturbinen. Von Dipl.-Ing. Schilhansl, München. Wasserkraft 1925, Heft 12, S. 206—212 m. 16 Abb. Verfasser untersucht die den Wirkungsgrad beeinflussenden Verluste in der Turbine. Mechanische Verluste in der Lagerung, Reduktion durch geringen Leissungsbedarf der Drucklager; hydraulische Verlustquellen in der Zuleitung des Wassers, im Arbeitsrade selbst und in der Ableitung. Spaltwasserverluste, besonders bei Propellerturbinen; Leitradverluste, Reibungsverluste an den Wänden einer vorgeschalteten Spirale, Widerstandsverluste an den Stützschaufeln. Berechnung der Schaufelkräfte als Grundlage der Ermittelung der Austrittsgeschwindigkeit bzw. -energie.

764. Die Turbinen des Walchenseewerkes. Von Ing. G. v. Troeltsch, Heidenheim. Wasserkraft 1925, Nr. 12, S. 199—206 m. 12 Abb. Ergänzend zu dem zusammenfassenden Bericht der gesamten Anlage des Walchenseewerkes im Heft 10 Jahrg. 1924 derselben Zeitschrift werden die Turbinen gesondert besprochen. Die Francis-Turbinen für das Bayernwerk. Die Freistrahlturbinen für den Reichsbahnbetrieb.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

765. Neue Stollenbauten. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Dr. iur. Randzio, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 26, S. 343—374 m. 80 Abb. Die Ausführungen bilden einen ausführlichen Bericht einer Studienreise des Verfassers, auf der besichtigt wurden das Murgwerk, II. Ausbau, das Schluchsee-Werk, obere Stufe, das Haslitalwerk an der Aare, die Kraftwerke Amsteg und Ritomsee an der Gotthardtbahn, Wäggital, Davos-Klosters, das Spullersee- und Alfenzwerk im Voralberg, das Bärenwerk bei Bruck-Fusch (Pinzgau), das Strubklammwerk, östlich Salzburg, das Partensteinwerk an der Donau nördlich Linz, das Rannawerk an der Donau, Nähe bayerische Grenze, das Teigitschwerk bei Graz, das Ybbswerk bei Opponitz-Waidhofen, Wasserleitungswerk Kienberg-Gaming und der Hochstraß-Tunnel bei Friedberg.

Straßenbau.

766. Der Betonstraßenbau im In- und Ausland. Von Dr.-Ing. W. Petry, Oberkassel, Siegkreis. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 49, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 13, S. 102—104. Schluß. Die bisherigen Erfahrungen mit den in England ausgeführten Betonstraßen. Aus der bisherigen Tätigkeit der deutschen Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau bzw. ihres Fachausschusses für Betonstraßen.

767. Betonfahrbahnen mit dünner Verbundsasphaltschicht für den Umbau der Überlandstraßen. Von Oberbaurat Reiner, Berlin-Tempelhof. Zement 1925, Nr. 23, S. 509—511 m. 3 Abb. Verfasser behandelt die Befestigung der Landstraße mit Zementbeton, wobei mit Rücksicht auf den gemischten Verkehr die Oberfläche der Betonfahrbahn eine dünne Verbundasphaltschicht vorgesehen ist. Vergleich amerikanischer Straßen-Neubauverhältnissen mit dem in Deutschland zu erwartenden Umbau der bestehende Fahrbahnbefestigung. Verbreiterung der Straßen. Ausbildung der Betondecke und ihrer Bettung unter Berücksichtigung der bestehenden einzelnen Befestigungsarten.

768. Ausführungsbestimmungen für bituminöse Straßendecken im Staate Illinois. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller, Stuttgart. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 24, S. 293—295. Auszug aus den vom Staatsstraßenamt Illinois auf Grund seiner bisherigen gesammelten Erfahrungen für den Bau bituminöser Straßendecken aufgestellten Ausführungsvorschriften. Sie behandeln an Materialien den flüssigen Trinidadasphalt, den flüssigen Bermudezasphalt, Ölasphalt, gereinigten Teer, den mineralischen Füllstoff, das Feingemenge, Grobschotter, den Steinschlag der Decklage, hinsichtlich der Zubereitung und Zusammensetzung der Mischung die Erhitzung des mineralischen Gemenges und der bituminösen Stoffe, das Mischungsverfahren, ferner die Bauweise bzw. Konstruktion.

769. Die Kraftwagenstraßen in London und Umgebung. Von Dr. Ing. Henneking, Magdeburg. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 24, S. 292—293. Besprechung der Druckschrift der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in Berlin „Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung".

770. Nordamerikanische Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Zement 1925, Nr. 23, S. 507—509, Nr. 24, S. 525—528, Nr. 25, S. 543—547 m. 34 Abb. Zubereitung des Betons, Mischungsverhältnisse, Ermittelung des Wasserzusatzes durch die Setzprobe (slump-test), Verarbeitung des Betons, Mischmaschinen für Straßenbau, Aufstellung der seitlichen Schalungen aus Holz oder Eisen, Ölung der Schalungen, Handbearbeitung, Maschinenarbeit.

771. Die Betonstraße. Von Alex. L. Thomson, Stadtingenieur von Motherwell und Wishaw. Roadmaker vom Mai 1925, S. 358—361 mit einem Sonderabdruck aus Contractors Record. Abriß über Anwendungsbereich, Bauweise und Bauausführung von Betonstraßen nach den Versuchen und Erfahrungen in England und in Amerika mit Erläuterung einiger Einzelfragen.

772. Amerikanische Straßenbaumaschinen. Concrete vom Mai 1925, S. 181—182 u. 184 m. 3 Abb. Beschreibung von Maschinen, die über die ganze Straßenbreite reichen, zum genauen und billigen Einschneiden von Dehnungsfugen und von 5 bis 12 cm breiten Streifen für Verkehrsleitlinien aus weißem Zementmörtel, ferner von Maschinen zum Breitziehen, Stampfen und Glätten von Betondecken, wobei in Straßenerweiterungen und Kreuzungen Hilfs-Saumbohlen, der Spurweite der Maschine entsprechend, eingebaut und die Restflächen von Hand fertiggestellt werden.

Eisenbahnbau und -betrieb.

773. Neuordnung des Werkstättenwesens der Deutschen Reichsbahngesellschaft. Von Geh. Baurat Kühne. Ztg. d. V. dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 24, S. 665—667. Die in der „Denkschrift betreffend die Neuordnung der Verwaltung der Eisenbahn-Hauptwerkstätten" im Jahre 1919 zusammengestellten Grundlagen sind in einigen Modellwerkstätten zunächst nur für den Verwaltungsaufbau und die Betriebsführung erprobt und nach den Erfahrungen geändert, später alle größeren Werkstätten nach diesen Grundsätzen umgestellt worden. Das privatwirtschaftliche Abrechnungsverfahren ist erst in einem Ausbesserungswerk erprobt worden, um als Unterlage für eine zweckdienliche Vollabrechnung zu dienen. Das Ergebnis wird eingehend behandelt.

774. Zur Ausgestaltung des Schnellgüterverkehrs. Von Prof. Dr.-Ing. Wentzel, Aachen. Ztg. d. V. dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 24, S. 668—669. Verfasser geht auf den von Dr.-Ing. Bäseler Nr. 46 Verkehrst. Woche 1924, sowie Heft 18 dieser Zeitschrift gemachten Vorschlag, Lastkraftwagen, die gesammeltes Stückgut nach einem Empfangsort enthalten, anstatt sie über Land fahren zu lassen, mittels Eisenbahn auf Plattformwagen von Bahnhof zu Bahnhof zu befördern, ein und schlägt vor, das Gut in abhebbaren Kästen zu befördern, die vom Lastwagen auf den Bahnwagen und umgekehrt bewegt werden können.

775. Die Ermittlung der Betriebsleistungen (Zug- und Wagenachskilometer) nach dem Lochkartenverfahren. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Feindler, Elberfeld. Verkehrst. Woche 1925, Heft 24, S. 351—359 m. 1 Abb. u. 10 Tab. Schluß. Fortsetzend beschreibt Verfasser zunächst die mit Hilfe von Rechenmaschinen verschiedener Konstruktion durchzuführenden Summen- bzw. Multiplikationrechnungen; anschließend die Bedeutung und Auswertung der gewonnenen Ergebnisse sowie des Lochkartenverfahrens, die Herstellung einer sogenannten Streckenübersicht und ihre Bedeutung sowie Ausnutzung dieser Streckenübersicht für die betriebsleitenden Beamten zur Erforschung und Anpassung des Fahrplanes, zur intensiven und wirtschaftlichen Durchbildung der ganzen Betriebsführung.

776. Über Verschiebebahnhöfe. Von Dipl.-Ing. Hugl. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 24, S. 303—306 m. 5 Abb. Ausgehend von den für die Gestaltung der Verschiebebahnhöfe maßgebenden Grundsätzen werden die beiden Entwicklungsmöglichkeiten, den Verschiebebahnhof als Flach- oder Gefällbahnhof zu bauen, erörtert. Hintereinanderschaltung der einzelnen Gleisgruppen — Einfahrts-, Richtungs-, Ordnungs-, Abstellgleise — besonders bei Gefällbahnhöfen. Ausbildung zweiseitiger Verschiebebahnhöfe als Flachbahnhöfe. Berücksichtigung und Ausgleich der Laufwiderstände der einzelnen Wagen. Gleisbremse von Fröhlich.

777. Nebellichtsignale. Von Reichsbahnoberamtmann Gradl. Zeitschr. f. d. ges. E. B. Sicherungswesen 1925, Nr. 8, S. 59 bis 63 m. 5 Abb. Es wird die seit Jahresfrist auf dem Bahnhof Lindau i. B., der infolge der Nähe zur Seefläche unter starkem Nebel zu leiden hat, ausgeführte Anlage näher beschrieben.

778. Das Einheitsstellwerk. Von Dr.-Ing. e. h. Hentzen. Zeitschr. f. d. ges. E. B.-Sicherungswes. 1925, Nr. 8, S. 57—59 m. 9 Abb. Fortsetzung. Anschlüsse der Antriebsstangen. Sicherung gegen nachteilige Seitenschwankungen durch Anordnung von Ausgleichhebeln, die je nach Bedürfnis als ein- oder doppelarmige Hebel ausgebildet, aber auch zugleich zum Gewichtsausgleich der Antriebsstangen benutzt werden. Bemessung der Gegengewichte.

779. Die Lokomotiv-Gegendruckbremse im Hauptbahnbetrieb. Von Prof. Nordmann. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 11, S. 234—241 m. 5 Abb. Unter Zugrundelegung der Versuche des Eisenbahn-Zentralamts wird das Ergebnis u. a. dahingehend mitgeteilt, daß die Gegendruckbremse eine vorzügliche Senkbremse für größere Gefälle darstellt; als Haltbremse daneben und für den von der Gegendruckbremse nicht beherrschten Zugteil ist die durchgehende Luftdruckbremse zu fordern. Der wirtschaftliche Erfolg der Gegendruckbremse beruht auf der Verminderung der Bremsprozente des Zuges nach der Bremstafel; es wird der Bremsballastwagen einschließlich der Rangierarbeiten für ihre Einstellung unnötig.

780. Schweißung von Eisenbahngleisen. Bautechnik 1925, Heft 26, S. 377 m. 1 Abb. Beschreibung des in neuerer Zeit in größerem Umfange verwendeten Goldschmidtschen aluminothermischen Schweißverfahrens nicht nur bei Straßenbahn-, sondern auch Eisenbahngleisen.

781. MWF-Hanomag-Rohöl-Motorlokomotive. Von Dipl.-Ing. K. Ewald, Hannover. Hanomag - Nachrichten 1925, Heft 140, S. 94—95 m. 2 Abb. Bezüglich ihrer Verwendungsmöglichkeit eignet sich die Maschine für den Verschiebedienst auf Haupt- und Nebenbahnen, in Werks- und Hüttenbetrieben sowie als Streckenlokomotive für leichtere Personen- und Güterzüge. Verwendung des Lauf-Thoma-Flüssigkeitsgetriebes.

782. 2 D 1-Vierzylinder-Verbund-Heißdampf-Schnellzuglokomotive für die Spanische Nordbahn. Von Dipl.-Ing. Wolff, Hannover-Linden. Hanomag-Nachrichten 1925, Heft 140, S. 92—93 m. 1 Abb. Wiedergabe der hauptsächlichsten Ausschreibungsbedingungen, der Hauptabmessungen und der Ausrüstung.

783. Hanomag-Einheits-Lokomotiven. Hanomag-Nachrichten 1925, Heft 140, S. 89—91 m. 5 Abb. Typisierungsgruppen regelspuriger Hanomag-Einheits-Lokomotiven für Kleinbahn-, Werks- und Hüttenbetriebe.

784. Unterrichtswagen. Von K. Jaeger. Glasers Annalen 1925, Heft 12, S. 271—275 m. 9 Abb. Größtenteils aus Gründen der größtmöglichen, durch die heutige wirtschaftliche Lage der Reichsbahn gegebenen Sparsamkeit laufen in den einzelnen Direktionen Unterrichtswagen, von denen einige näher hinsichtlich ihrer Ausrüstung — Vortragsräume, Lehrmittelräume — beschrieben werden. Durch die Verwendung dieser Fahrzeuge erübrigen sich 1. die mehrfache Bereitstellung von Unterrichtsräumen auf den Bahnhöfen, 2. die vielfache und kostspielige Anschaffung von Lehrmitteln, 3. die mit Unkosten verbundene Abkommandierung der Beamten zu den Unterrichtskursen, besonders bei weit entfernten Orten, wo sie auf längere Zeit dem Betrieb entzogen werden.

785. Über die Unterhaltung der Güterwagen. Von Reichsbahnoberrat Lorenz, Berlin. Glasers Annalen 1925, Heft 12, S. 265—271. Von dem in den letzten Jahren in der Lokomotivwiederherstellung erzielten Umschlag der Stände ausgehend, wird der Versuch gemacht, einen Vergleich zwischen der Ausbesserungsleistung der Lokomotiv- und der Güterwagenwerkstätten zu ziehen, und die der letzteren als verbesserungsbedürftig erkannt. Die Möglichkeit und die Ausführbarkeit der Hebung des Ständeumschlags wird für einen praktischen Fall dargetan und die Lage der Eisenbahnwerke zum Anfallgebiet der Güterwagen näher betrachtet.

786. Reichsbahn und Wirtschaft. Von Dr. Dr. Baumann, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 24, S. 349—351. Die Deutsche Reichsbahn als Hauptlastenträger der Reparationszahlungen nach dem Dawes-Plan. Die Kontrollausübung des ausländischen Eisenbahnkommissars. Die Zusammensetzung des Verwaltungsrates. Der Einfluß des Deutschen Reiches bzw. der Reichsregierung auf Tarif- und Personalpolitik. Die Reichsbahn-Gesellschaft und die finanzielle Belastung innerhalb der einzelnen Reparationsjahre. Politische Lasten, d. h. neben den normalen Betriebsausgaben die Aufwendungen, die nach dem Kriege für die Wiederherstellung der Bahnanlagen und die Instandsetzung des rollenden Materials erforderlich wurden, Ruhegehälter und Abfindungen, Einlösung des Papiernotgeldes, Ruhrkampf. Zum Schluß werden die jetzigen Eisenbahntarife behandelt und dabei mit denen von 1913 verglichen.

787. Die schweizerischen Eisenbahnen im Jahre 1924. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 24, S. 311—312. Fortsetzung von S. 274. Bahnanlagen und feste Einrichtungen. Unternehmungen im Betrieb. Bahnlinien im Bau. Ausbau auf zweite Spur. Bahnhöfe und Stationen. Verstärkung und Umbau von Brücken. Einführung des elektrischen Betriebes.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

788. Versuche mit Eisenbetonschwellen in Sachsen. Von Reichsbahnrat Döhlert, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwes. 1925, Heft 11, S. 229—234 m. 7 Abb. in Heft 10 auf Tafel 17. Soweit Erfahrungen innerhalb der Reichsbahndirektion Dresden mit Eisenbetonquerschwellen, die bereits seit 1909 erprobt werden, vorliegen, werden sie in der Folge mitgeteilt. Die Brucknerschwelle. Schwellen von Dyckerhoff und Widmann. Asbestbetonschwellen von Rud. Wolle, ältere und neuere Bauart; letztere wurden 1912 eingebaut und befinden sich noch in tadellosem Zustande. Die Asbeston-Schwellen von Rud. Wolle mit rechteckigem und trapezförmigem Querschnitt auf der Linie Dresden—Werdau und Borsdorf—Coswig ergaben im Durchschnitt gute Resultate, gleichfalls die neueste Schwellenform auf der Strecke zwischen Priestewitz und Niederau.

789. Packhalle in Eisenbeton. Von Obering. J. Kirschenhofer, Nürnberg. Beton u. Eisen 1925, Heft 12, S. 181—183. Zweischiffige Halle von 101 m Länge, 28,2 m Breite mit 2 Kranen von je 25 t Nutzlast. Die Hallenrahmen sind als Zweigelenkrahmen mit einer die Halle in zwei symmetrische Hälften teilenden, mit dem Rahmen nicht biegungsfest verbundenen Mittelstütze, einer Pendelstütze, konstruiert.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

790. Eine neue Verladebrücke im Duisburg-Ruhrorter Hafen. Von Ing. W. Müller, Duisburg. Bautechnik 1925, Heft 25, S. 322—323 m. 2 Abb. Die von der Demag gebaute Verladebrücke besitzt eine Spannweite von 44 m bei 11 m lichter Höhe bis Unterkante Brückenträger. Es werden das Brückensystem, im besonderen die Lagerung, die Ausrüstung der Brücke und die Fördermittel beschrieben.

791. Flugplatz und Flugzeughallen. Von Direktor H. Schmuckler, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 25, S. 378—379. Verfasser stellt, soweit die Entwicklung und die Erfahrungen es zulassen, allgemeine Gesichtspunkte für den Bau von Flugzeughallen kurz auf; Abmessungen der Hallen und ihre Ausführung.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

792. Zur Berechnung der Absetzbecken. Von Dr.-Ing. Imhoff, Essen. Gesundheitsing. 1925, Heft 25, S. 316—317 m. 1 Abb. Verfasser geht zunächst auf die frühere Berechnung von Absetzbecken ein, der die Wassergeschwindigkeit zugrunde lag, gegenüber der jetzigen Berechnung, die sich auf die Zeit bezieht, innerhalb welcher sich die Sinkstoffe bzw. der Schlamm absetzen; diese Absetzdauer ist je nach der Art des Abwassers verschieden, sodaß damit auch der Inhalt der Becken trotz gleicher in der Zeiteinheit zufließender Wassermenge und in dieser enthaltener Schlammenge verschieden groß ausfällt.

793. Beitrag zur Prüfung und Kontrolle biologischer Kläranlagen. Von Prof. Dr. Uhlenhuth und Dr. Remy. Gesundheitsing. 1925, Heft 25, S. 309—310 m. 2 Zahlentaf. Nach kurzem Eingehen auf die Bewertung des Kläreffektes einer Kläranlage nach der Oxydierbarkeit bzw. nach dem Gehalt an suspendierten Stoffen und der Sauerstoffzehrung behandelt Verfasser die Prüfung auf Grund der Untersuchung der chemischen Umwandlungen der vorhandenen stickstoffhaltigen Produkte. Je mehr stickstoffhaltige organische Substanzen zu Salpetrigsäureion und Salpetersäureion oxydiert werden, um so besser gestaltet sich der gesamte Kläreffekt, zu dem dann noch die Werte in der Abnahme des Sauerstoffverbrauchs sowie der Zunahme des Schwefelsäureions hinzutreten.

794. Verwertung oder Beseitigung? Von Stadtbaurat Fleck, Prof. Dr.-Ing. Heilmann, Dresden. Gesundheitsing. 1925, Heft 25, S. 311—313. Unter Bezugnahme auf den gleichbenannten Aufsatz in Nr. 3, Jahrg. 1925 derselben Zeitschrift von Migge und Schemmel, Siedlerschule Worpswede, wird zunächst auf die Feststellungen Wert gelegt, daß es sich nicht um gegensätzliche Begriffe, sondern um Beseitigung mit anschließender Verwertung zu handeln hat; ferner wird in der Folge darauf hingewiesen, daß die rohen Abfallstoffe zu den Preisen, die ihrem Dungwert entsprechen, nicht abgenommen werden, daß also eine verteuernde Verarbeitung dieser Stoffe erst recht nicht in Frage kommen kann, im besonderen nicht die von den genannten Herren vorgeschlagene Art der Verarbeitung, der Konzentration der festen und flüssigen Abfälle in Silos. Der Einfluß örtlicher Verhältnisse auf die Abfallwirtschaft werden bei Behandlung letzterer sowie Wirtschaftlichkeit und Gesundheitspflege als maßgebende Faktoren der Abfallverwertung erörtert. Zum Schluß wird das Trockenklosett Metroclo verworfen.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

795. Beseitigung der Niveaukreuzung der Straßenbahnen auf dem Potsdamer Platz in Berlin. Von Oberreg.-Baurat Roudolf. Bautechnik 1925, Heft 25, S. 324 m. 3 Abb. Es werden zwei Lösungen vorgeschlagen; bei beiden handelt es sich um eine Unterführung der Hauptverkehrslinien der Straßenbahn unter den Platz; die jetzige Verkehrsregelung durch polizeiliche Verordnungen und Signaltürme sind nur als Aushilfsmittel anzusehen.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

796. Tut das deutsche Volk seine Pflicht in der Schaffung neuen Wohnraumes? Von Prof. Dr. Schmidt, Halle a. S. Gesundheitsing. 1925, Heft 25, S. 313—314. Die Ausführungen bilden einen Mahnruf zur baldmöglichen Behebung der Wohnungsnot im Zusammenhang mit der Hebung der Volksgesundheit.

Bauunfälle.

797. Zum Einsturz des Betonbogens in Flensburg. Von Dr. Dr. Emperger, Wien. Beton u. Eisen 1920, Heft 12, S. 188 bis 189. Verfasser behandelt den in verschiedenen Brückenvorschriften darin bestehenden Widerspruch, daß einerseits für den Pfeiler bei einem größten Schlankheitsverhältnis eine Abnahme der zulässigen Spannungen vorgeschrieben ist und daß andererseits mit zunehmender Spannweite einer Bogenbrücke höhere Inanspruchnahmen zugelassen werden. Er gibt einen Überblick über die im Betonbogenbrückenbau in den letzten Jahren benutzten Schlankheitsverhältnisse und vergleicht anschließend die bei der Flensburger Brücke zur Anwendung gebrachten Verhältnisse.

798. Einsturz einer Dachkonstruktion. Beton u. Eisen 1925, Heft 12, S. 184—186 m. 6 Abb. Es werden die an dem Einsturz teilhaftigen Umstände sowie zutage getretene Konstruktionsmängel behandelt. Bei Dachkonstruktionen ist die sorgfältige Ermittelung der wirklich auftretenden Belastungen, insbesondere auch durch Auffüllungen, erforderlich.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

799. Kraftwagenverkehrsgesetz und Kraftwagenverkehrsordnung. Von Reichsbahnrat Dr. iur. Seybold, Breslau. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 24, S. 685—686. Verfasser behandelt die Notwendigkeit gesetzlicher Vorschriften zum Schutze der Eisenbahnen sowie die Frage, ob und welche gesetzgeberische Maßnahmen ergriffen werden müssen.

800. Arbeitsrecht. Von Reichsbahnoberrat Dr. Witte, Elberfeld. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 26, S. 721—728. Verfasser gibt in großen Zügen eine Übersicht über den Stand der allgemeinen Entwicklung des Arbeitsrechts mit besonderer Berücksichtigung der Einwirkungen auf den Dienstbetrieb der Reichsbahn. Begriff und Umfang des Arbeitsrechtes, das Recht auf Arbeit, Arbeitsvertragsrecht, Arbeitsverfassung, Arbeitsstreit, -schutz, internationales Arbeitsrecht.

801. Eisenbahnbetrieb und Haftpflicht. Reichsbahnoberrat Dr. Compter, Erfurt. Verkehrst. Woche 1925, Heft 24, S. 360—361. Es wird ein Fall behandelt, in dem das Reichsgericht zum ersten Male der Ansicht Geltung verleiht, daß eine unerlaubte Handlung eines Fahrgastes ein von außen auf den Eisenbahnbetrieb wirkendes Ereignis sei. Zusammen mit einem zum Vergleich angeführten zweiten Fall wird das Verhältnis von Betriebsunfall und Unfall infolge höherer Gewalt erörtert.

802. Zum Begriff der höheren Gewalt. Von Reichsbahnoberrat Dr. Compter, Erfurt. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 25, S. 703—704. Verfasser gibt die an einem besonderen Fall angestellten Erörterungen der Streitfrage wieder, in wie weit die Haftpflicht der Eisenbahn in einem Falle höherer Gewalt anzuerkennen ist.

803. Die Entwicklung des Gütertarifwesens bei den Saarbahnen. Von E. B. Amtmann Henke, Saarbrücken. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 24, S. 673—680. Nach Verlauf von fünf Jahren selbständiger Verwaltung der Saarbahnen nimmt Verfasser Gelegenheit, die Entwicklung des Gütertarifwesens einer näheren Betrachtung zu unterziehen und dabei festzustellen, daß es den Saarbahnen bis jetzt gelungen ist, ihre Frachten erheblich niedriger zu halten, als es den Nachbarbahnen möglich war.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

804. Amerikanischer Aluminiumzement. (Concrete vom Febr. 1925, S. 71—73 mit 4 Schaulinien u. 1 Zahlentafel.) In Anknüpfung an die Herstellung von Aluminiumzement in Nordamerika seit einem Jahre. Beschreibung der Zusammensetzung, Festigkeit, Ergiebigkeit, der Abbindevorgänge, der Verwendungsvorteile und der Vorsichten. Dabei ausführliche Erläuterung für Verwendung bei Frost. Ergebnisse von Druckfestigkeitsproben.

805. Zementschlamm beim Betonieren unter Wasser. Von R. M. Miller. (Concrete vom März 1925, S. 97 u. 98.) Der ausgewaschene Zementschlamm verschlechtert den Beton durch den Verlust der für die Erhärtung wichtigsten feinsten Teile von 1:2:4 bis auf 1:2,8:5,6. Der Verlust wird vermindert auf 1:2,2:4,4 durch langsames Versenken und vorsichtiges Öffnen der Bodenklappen der Versenkkübel und langsames Hochziehen. Das Auswaschen wird auch verringert, wenn der Beton nach dem Beginn des Abbindens noch einmal ohne Wasserzusatz durchmischt und dadurch das weitere Abbinden beschleunigt wird; dieses Verfahren verteuert aber den Beton durch die Lagerung und zweite Mischung mehr, als ein fetterer Beton kostet.

806. Zusatz von Chlorkalzium für Beton. Von Duff A. Abrams, Professor der Baustoffprüfungsanstalt am Lewisinstitut in Chicago. (Concrete vom März 1925, S. 99 bis 101 mit 3 Schaulinien und 2 Zahlentafeln.) Die Festigkeit wurde nur bis 2 bis 3 vH Zusatz von Chlorkalzium (Handelsware, gleich 1 bis 1½ vH Chlor) in Gewichtsteilen des Zements erhöht, und zwar bei einer Mischung 1:5 in der für Hochbauten üblichen Dichtigkeit um 7 bis 14 kg/cm² ziemlich gleichmäßig von 2 Tagen bis 3 Jahren. Beim Abbinden nahe an 0° C haben 3 vH Chlorkalzium den sonst erheblichen Festigkeitsverlust verhütet.

807. Dichtung von Grundmauern und Kellern. (Concrete vom Febr. 1925, S. 59—61 mit 6 Zeichn.) Erläuterung der Verfahren für neue und alte Bauwerke, als wasserdichte Mörtel, Entwässerungsschlitze, wasserdichte Überzüge aus Zementmörtel, Paraffin, Silikaten, Teer oder Asphalt, wasserdichte Bekleidung mit Teer- oder Asphaltfilz.

808. Der echte Hausschwamm (Merulins lacrymans). Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer-Hannover. Grund- u. Gerüstbau 1925, Nr. 11, S. 109—114 m. 9 Abb. Kennzeichen der für uns in Frage kommenden Pilze, wie sie sich dem unbewaffneten Auge bieten. Die Lebensbedingungen des echten Hausschwammes; Maßregeln zur Verhinderung der Pilzbildung.

Baumaschinen und Förderanlagen.

809. Die holländische Holzpfahlramme. Von Dipl.-Ing. Schonnopp, Siemens-Bauunion. Bautechnik 1925, Heft 29, S. 401 bis 402 m. 2 Abb. Die beschriebene Ramme stellt einen einfachen hölzernen Dreibock mit 18×20 m langen Beinen dar, der nur durch Taue verankert wird. Den örtlichen Verhältnissen in Holland oft entsprechend, muß die Ramme möglichst leicht, leicht verstellbar und sowohl vom Lande als vom Prahm aus zu gebrauchen sein.

Statik und Festigkeitslehre.

810. Berechnung von mehrfachen Portalen. — Ing. C. Franz — De Ingenieur Nr. 24, J. 1925, S. 506—510, 5 Fig. Die dargestellte Methode soll die Vorteile der graphischen und analytischen Methode vereinigen, ohne ihre Nachteile zu besitzen, und zwar unter Anwendung der Fixpunkte. Dasselbe Problem ist von Dr. Suter behandelt in seiner Abhandlung „Methode der Fixpunkte 1923".

811. Beitrag zur Berechnung der Rahmenkonstruktionen. Von Prof.-Ing. J. Rieger, Brünn. Beton u. Eisen 1925, Heft 13, S. 203—205 m. 5 Abb. Verfasser entwickelt an einem besonderen Beispiel die Berechnung der statisch unbestimmten Größen für jeden besonderen Fall aus den Formänderungsgleichungen.

812. Erddruck auf Parallelflügel. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Keppner, Holzminden. Bautechnik 1925, Heft 29, S. 404—405 m. 2 Abb. Verfasser untersucht zunächst die Größe des Erddruckes auf beide Flügel im Vergleich zu der Größe im Falle einer einzigen Mauer, stellt dabei der einen künstlichen (Parallel-)Mauer die natürliche Erdwand gegenüber und erörtert den Trugschluß, der darin zu suchen ist, daß man mit dem seitlichen Ausweichen der beiden Mauern rechnet. Die Erdmasse ist in physikalischer Beziehung zwischen feste und flüssige Körper zu stellen.

813. Kritik der Berechnung von Kreisplattenfundamenten. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf. Beton u. Eisen 1925, Heft 13, S. 215—216 m. 4 Abb. Verfasser geht auf die Berechnungsweise kreisplattenartiger Fundamente aus Eisenbeton nach Dr.-Ing. Lewe u. Arnstein näher ein und zeigt, daß diese Berechnungsmethoden im Falle fester Verbindung von Fundamentplatte und Säulenschaft bzw. Sohle zu falschen Ergebnissen führen; im Anschluß daran werden Formeln entwickelt, die den richtigen Spannungsverhältnissen näherkommen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

814. Wassertöpfe zum hydraulischen Senken und Heben von Lehrgerüsten. Von Dipl.-Ing. E. Groh, Zittau, Sa. Bautechnik 1925, Heft 28, S. 391—392 m. 4 Abb. Verfasser bezeichnet die bisher gebräuchlichen Senkungsvorrichtungen, wie Sandtöpfe und Schraubenspindeln, als „recht mangelhafte Werkzeuge" und glaubt außer in dem „Expansionsverfahren", in den zum Patent angemeldeten Wassertöpfen, die den Sandtöpfen voll entsprechen, eine einfachere und besonders sichere Absenkung zu gewährleisten, da die Wassertöpfe kommunizierend miteinander verbunden werden können.

815. Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten. Von Reichsbahnrat Fölsing, Frankfurt a. O. Bautechnik 1925, Heft 28, S. 389 bis 391, Heft 30, S. 413—416 m. 11 Tab. u. 16 Abb. Forts. u. Schluß. Die Messungsergebnisse werden näher behandelt. Bei fast allen Diagonalzugstäben haben sich die federnden Dehnungen größer als die auf die Ausgangsstellen bezogenen ergeben. Ermittlung der Gesamtspannungen aus den gemessenen und den Spannungen infolge Eigengewicht eines Überbaues einchließlich Preßtopf. Durchbiegungsmessungen an verschiedenen Punkten des Hauptträgers; Ermittlung der Verhältnisse der Durchbiegungen zur Stützweite und der bleibenden Durchbiegungen in Trägermitte. Zum Schluß wird erörtert, ob nach dem tatsächlichen Verhalten des Überbaues eine angenäherte Berechnung des Hauptträgers als Fachwerkträger (mit Zugdiagonalen) oder als Vollwandträger zweckmäßiger ist.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

816. Massive Zwillingsbrücken. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Zinßer, Zwickau, Sa. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 27, S. 405—409 m. 4 Abb. Verfasser gibt zunächst einen geschichtlichen Überblick über die ausgeführten Zwillingsbrücken wieder und stellt anschließend Kostenvergleiche mit anderen massiven Brücken auf, die zugunsten der ersteren ausfallen.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

817. Brücke über Sauerelven, Norwegen. Von Chefing. H. Tönnessen. Bautechnik 1925, Heft 29, S. 397—398 m. 5 Abb. Beschreibung der etwa vor zwei Jahren vollendeten eisernen Brücke im Zuge der Sörlandsbahn, Oslo—Kristiansand—Stavanger. Sie besitzt eine Mittelöffnung von 80 m Stützweite als Zweigelenkbogen mit Zugband und zwei Seitenöffnungen von je 40 m Stützweite als vorgekragte Träger, auf Pendelstützen ruhend. Bauausführung.

818. Internationales Preisausschreiben für die Erneuerung der Köninginbrücke in Rotterdam. Von Ch. Driessen, Utrecht. Bautechnik 1925, Heft 28, S. 385—386 m. 4 Abb. Nachdem eingangs die Ausschreibungsbedingungen kurz wiederholt werden, beschreibt Verfasser anschließend einige der auf das Preisausschreiben eingesandten Entwürfe.

819. Die Wiederherstellung der Eisenbahnen während des Sommerfeldzuges gegen Rußland 1915. Von Dr. W. Kretzschmann. Ztg. d. V. Dtsch. f. B.-Verwaltg., Nr. 28, S. 781—790 m. 13 Abb. Die Ausführungen bilden einen Teil des vom Verfasser herausgegebenen Werkes „Die Wiederherstellung der Eisenbahnen auf dem östlichen Kriegsschauplatz", Mittler & Sohn, Berlin. Im besonderen wird die Wiederherstellung einer Reihe eiserner Brücken beschrieben.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

820. Amerikanische Eisenbetonschornsteine. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel-Darmstadt. Zement 1925, Nr. 26 S. 562—566, Nr. 27, S. 577—579 m. 23 Abb. In der Fortsetzung geht Verfasser auf einige weitere ausgeführte Beispiele ein und macht im Verlauf deren Beschreibung Angaben über Mantelstärken, Futterausbildung, Bewehrung und bemerkenswerte Gründungen von Fabrikschornsteinen auf Gebäuden.

821. Zur Frage der Ausführung und Berechnung von Eisenbetonschornsteinen. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Beton u. Eisen 1925, Heft 13, S. 207—209. Zu dem in Heft 14 u. 15, Jahrg. 24 der Zeitschr. veröffentlichten Entwurfe von Dir. Lupesen, Wayß u. Freytag A.-G., „Bestimmungen für Ausführung von Eisenbetonschornsteinen" nimmt Verfasser Stellung, soweit Änderungen oder Ergänzungen in Betracht gezogen werden.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

822. Grundwasserabsenkung; Versuch einer theoretischen Behandlung. Dr.-Ing. J. Versluys — De Ingenieur, Nr. 20, 1925, S. 414—419 m. 2 Abb. — Theoretische Behandlung der Grundwasserbewegung bei veränderlicher Oberfläche unter Einführung einer ideellen Grundwassermenge oberhalb der wirklichen als Spiegelbild der letzten.

823. Kolkungen und Sicherungsarbeiten am Stauwehr Augst-Wyhlen. Von Ing. E. Fröhlich, Basel. Schweiz. Bztg. 1925, Band 85, Nr. 26, S. 329—335 m. 14 Abb. Maßnahmen zum Schutz gegen Kolke, bzw. zum Schutz des Wehrfußes. Prüfung verschiedener Wehrkonstruktionen auf die Abflußverhältnisse und die Kolkbildung an Modellversuchen. Ausführung der Wehrsicherung durch Einbringung großer Betonhohlblöcke, die auf ein mit Hilfe der Taucherglocke hergestelltes Betonfundament abgesenkt und unter der Glocke mit Beton ausgefüllt und durch Ausbetonieren der Fugen zwischen den einzelnen Blöcken zu einem zusammenhängenden Betonkörper verbunden worden sind.

824. Die praktische Lösung der Donauversinkungsfrage. Von Regsbmstr. Christaller, Biberach a. Riß. V. D. I. 1925, Nr. 28, S. 933—936 m. 4 Abb. Nach einem geschichtlichen Rückblick über die Behandlung der Donauversinkungsfrage wird auf eine Reihe von Plänen eingegangen, deren leitende Gedanken die folgenden sind: Geeignete Verbauung der Versinkungsstellen, so daß nur bei höheren Wasserständen Wasser versinkt, Vorbeiführung einer Mindestwassermenge an den Versinkungsstellen nach Württemberg; Ausnutzung eines Teiles des versinkenden Wassers in mehreren Kraftstufen zwischen Immendingen und Aachtopf; Entschädigung der Aachwerkbesitzer für einen etwaigen Ausfall an Wasser durch Lieferung von Stauwasser aus verschiedenen kleineren Becken.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

825. Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung. Ein Beitrag zur Rheinschiffahrt. Von Dr.-Ing. e. h. Dr. rer. pol. e. h. Faber, München. Bautechnik 1925, Heft 29, S. 398—401 m. 6 Abb. Auf Grund seiner vielfach mit baulichen Versuchen verbundenen Studien über den Oberrhein, die Donau, den Lech und den Inn erörtert Verfasser die Frage, ob die seit 100 Jahren im Gange befindliche Behandlung des Oberrheins richtig und zweckmäßig ist und welche Bauweisen in Zukunft bei verwilderten Flüssen und bei gleichfalls geschiebeführenden, jedoch festliegenden Flußläufen im Interesse der Schiffahrt zu empfehlen sind.

826. Der Maas-Waalkanal. De Ingenieur, Nr. 23, Jahrg. 25, S. 475—493 m. 37 Abb. Einführung zur Besichtigung nach der Versammlung der Abteilung für Bau- u. Wasserbaukunde d. Kgl. Instit. v. Ingenieurs in Nijmegen den 12. Juni 1925. Allgemeine Übersicht von Dr.-Ing. L. R. Wenthout. Inhalt des Gesetzes v. 12. Juni 1915. Kanalspiegel, Querprofil, Brücken- und Schleusenabmessungen, Bahn- und Wegekreuzungen, Besondere Bauwerke u. a. m. Die Schiffahrtsschleusen des Kanals von Ing. H. C. P. de Bruyn. Die Bogenbrücken über den Kanal von Ing. T. H. Van Wisselingh. Die Hubbrücken des Kanals von Ing. H. A. Schijfsma.

827. Tausend Jahre an der Ruhr. Von Regs.-Baurat Hoffbauer, Duisburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1925, Nr. 26, S. 309—314 m. 9 Abb. Geschichtlicher Überblick über die Entwicklung der Ruhrorter Häfen, der Duisburger Häfen, des Hochfelder Hafens, des Verkehrs, der Hafenausrüstungen und des Hafentarifwesens.

828. Belastungsproben zur Klärung des Einflusses der Elastizität des Bodens auf die Berechnung eines Schleusenbodens. Bautechnik 1925, Heft 30, S. 411—413 m. 2 Abb. Nach einem Bericht des Ing. C. Wolterbeck in den vom niederländischen Minister van Waterstaat herausgegebenen Veröffentlichungen. Berechnung der in einem Schleusenboden auftretenden Biegungsmomente unter der Annahme elastischen Sandbodens. Ermittlung des Gegendruckes. Die Ergebnisse von Grundbelastungsproben zum Nachweise des elastischen Verhaltens des Bodens. Bei gleicher Belastung auf 1 cm² ist die Senkung bei quadratischen und kreisrunden Flächen unter vereinfachten Annahmen dem Umfange proportional.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

829. Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Talsperren. Von Falschlunger-München. Kittel, Berlin. Bautechnik 1925, Nr. 28, S. 388. Die italienischen Bestimmungen vom 2. April 1921 sind in bezug auf die Bewertung des bisher vorliegenden wissenschaftlichen Forschungs- und praktischen Erfahrungsmaterials von den 2½ Jahre später entstandenen französischen, besonders hinsichtlich der von der Schwergewichtsmauer abweichenden Systeme, sowie der Bogenform grundsätzlich verschieden. Übereinstimmend bewerten sie die Vermeidung des Auftriebes. Möglichst geradlinige Anordnung aufgelöster Sperrmauern; ihre Versteifung bzw. Bewehrung, Berechnung im Falle der Wölbung zwischen den Pfeilern nach der Theorie des eingespannten elastischen Bogens. Anschlüsse der Gewölbereihensperren an die seitlichen Berghänge. Talsperren in Erdschüttung und Trockenmauerwerk.

830. Zur Ausführung massiver Staumauern. Von Regs.-Baurat Momber, Goslar. Bautechnik 1925, Heft 29, S. 402—404. Die zur Erfüllung einer vollkommenen Sicherheit unter gleichzeitiger Vermeidung zu hoher Aufwendungen bei der Ausbildung und Ausführung zu stellenden Hauptanforderungen werden in Anlehnung an die französischen und italienischen Vorschriften besprochen, und zwar die Grundrißausbildung, die Kronenhöhe, die Kronenbreite, der Mauerquerschnitt — wasserseitige Dammschüttung vor der Mauer — Gründung der Mauer, die Standsicherheitsuntersuchung — Eigengewicht des Mauerwerks, Wasserdruck, Auftrieb, Temperatureinfluß, der Eisschub.

831. Die Hohlraumbildung bei Francis-, Propeller- und Kaplanturbinen. Von Dipl.-Ing. Franz Staufer, München. Wasserkraft 1925, Nr. 13, S. 217—220 m. 7 Abb. Es wird das Problem der Hohlraumbildung (Kavitation) bei verschiedenen mit Saugrohren arbeitenden Turbinentypen untersucht. Anschließend werden die Zusammenhänge zwischen der zulässigen Saughöhe, der spezifischen Drehzahl und dem Gesamtgefälle erörtert. Zur Erläuterung werden Bremsergebnisse aus den Versuchsanstalten der Fritz Neumayer A.-G. mitgeteilt. Bestimmung der zulässigen Saughöhe aus der Absolutgeschwindigkeit und aus der Relativgeschwindigkeit.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

832. Der Steinbruchbetrieb beim Bau von Talsperren. Von Dr.-Ing. O. Walch. Bautechnik 1925, Nr. 28, S. 386—388 m. 2 Abb. Die Ausführungen beziehen sich im wesentlichen auf die Verwendung flüssiger Luft als „Sprengluft" besonders in Verbindung mit der Gußbetonbauweise. Als Beispiel wird die Schwarzenbachtalsperre angeführt.

Straßenbau.

833. Anregungen zu Fragen des Straßenbaues. Von Dr.-Ing. Luftschitz, Dresden. Tonind.-Ztg. 1925, Nr. 53, S. 728—729. Die Verwertung der Aschen- und Schlackenberge auf der Grundlage der Erstellung von Schmelzzement besonders als widerstandsfähige Futtersteine für den Asphalt- und Betonstraßenbau.

834. Die Organisation des Landstraßenbauwesens der preußischen Provinzialverwaltungen. Von Geheimrat Nessenius, Hannover. Verkehrstechnik 1925, Nr. 26a, S. 478—481. Die Organisation des Landstraßenbauwesens wird besprochen und für die zukünftige Ausgestaltung und Unterhaltung der Hauptverkehrswege weitgehendste Zentralisation gefordert; gleichzeitig wird in diesem Zusammenhange ein kurzes Referat der letzten Sitzung des deutschen Straßenbauverbandes in Nürnberg wiedergegeben.

835. Erfahrungen mit dem Bau neuzeitlicher Straßendecken in Deutschland. Von Regsbmstr. a. D. Sander, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 27, S. 533—534. Es wird eine kurze Zusammenfassung der in Deutschland bisher mit dem Bau neuzeitlicher Straßendecken gemachten Erfahrungen auf Grund einer Rundfrage des Deutschen Straßenbau-Verbandes wiedergegeben, die sich in der Hauptsache auf Pflasterdecken, Oberflächenteerung und ähnliche Verfahren, sowie Innenteerung und ähnliche bituminöse Ausführungen bezog.

836. Nordamerikanische Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Zement 1925, Nr. 26, S. 566—568, Nr. 27, S. 581—583 m. 13 Abb. Im weiteren Verlauf seiner Ausführungen beschreibt Verfasser die Nachbehandlung des Betons und das Betonieren bei Frost sowie die Oberflächenbehandlung. Schutzmaßnahmen der geglätteten Betonoberfläche gegen Regen und Sonnenstrahlen; Planabdeckungen verschiedener Art. Durch Verwendung von Kalziumchlorid bei Straßen mit beschränkten Wasserverhältnissen erhebliche Verkürzung der Erhärtungszeit des Betons. Bituminöse Behandlung der Betonoberfläche. Unterhaltung und Ausbesserung. Herstellungs- und Unterhaltungskosten.

Eisenbahnbau und Betrieb.

837. Die Anordnung von Schleppgleisen und Straßen in Gewerbevierteln. Von Oberbaurat Dr.-Ing. R. Kern, Mödling b. Wien. Zeitschrift d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 25/26, S. 222 bis 224 m. 11 Abb. Um das Gelände eines Gewerbeviertels voll auszunutzen, müssen von vornherein für das ganze Gebiet Schleppgleise vorgesehen werden, denen sich das Straßennetz anzupassen hat.

838. Grundlagen für steile Weichenstraßen. Von Regsbmstr. a. D. Dr.-Ing. Vogel, Mannheim, Dir. d. Ges. f. Oberbauforschung. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 26, S. 393—399, Nr. 27, S. 409 bis 413 m. 35 Abb. Verfasser nimmt Bezug auf die Arbeiten von Schwarz, „Weichen mit gekrümmten Herzstücken", Z. d. B. 1920, Nr. 19, und Bäseler, „Verkürzte Kreuzungsweichen", Z. d. V. d. E. 1918, Nr. 85/86, Vogel, „Weichen mit gekrümmten Herzstücken", Z. d. B. 1921, Nr. 71/72 und „Weichen ohne Überschneidung und mit gekrümmten Herzstücken". In den beiden letztgenannten Arbeiten wurde gezeigt, daß steile Weichenstraßen nicht ohne weiteres unter Beibehaltung der bisher üblichen Grundlagen so auszuführen sind, daß sie den zu stellenden Anforderungen genügen. Folgende Bedingungen sind zu erfüllen: Verringerung der Spurerweiterung, Änderung der Herzstückrillenweiten, Verringerung der Zwischengraden in Nebengleisverbindungen, Änderung der Bauart der Zungenvorrichtungen.

839. Über den Aufbau und Charakter der Kosten von Eisenbahnbetrieben. Von Dipl.-Ing. A. Walther, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Band 86, Nr. 1, S. 5—7 m. 4 Abb. Das Problem der Abhängigkeit der Kosten vom Beschäftigungsgrad wird an dem Spezialfall der Eisenbahnselbstkosten erprobt und in der Folge behandelt „Der Einfluß der Elektrifikation auf den Charakter der Zugförderungskosten der S. B. B." und „Das Geltungsbereich der Gesamtkostenlinien."

840. Betrachtungen zu den Fahrdienstvorschriften. Von Bahnhofinsp. Oelsner, Brilon-Wald. Ztg. d. V. Dtsch. f. E.-Verwaltg. 1925, Nr. 28, S. 791—793. Soweit die Fahrdienstvorschriften an manchen Stellen Veranlassung zu Zweifeln gegeben haben, sollen die Ausführungen der genaueren Erklärung bzw. der Ergänzung dienen. In der Folge werden behandelt der Begriff der „gesperrten Strecke", die Verwendung von Schiebelokomotiven, das vorzeitige Ablassen von Zügen ohne Personenbeförderung, die Verwendung von Schalengußrädern aus einem Stück unter Bremswagen und Rangierfahrten über das Einfahrsignal hinaus.

841. Durchlaufende Gleisbettung auf eisernen Eisenbahnbrücken der vormaligen Bayerischen Staatsbahnen. Von Reichsbahnoberrat Weidmann, München. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 12, S. 260—262. Beschreibung des im Bereiche der vormaligen Bayerischen Bahnen zur Ausführung gekommenen einheitlichen Oberbaues auf eisernen Brücken durch Kieskastentragwerke, bei denen die Bettung in einem aus 8 mm starkem Blech gebildeten Troge ruht.

842. Die selbsttätige Signalanlage der Berliner Hoch- und Untergrundbahn. Von Obering. Bothe, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 26a, S. 492—497 m. 12 Abb. Die selbsttätige Signalanlage bei der Einführung 1913. Vorgenommene Verbesserungen. Beschreibung von Schaltung, Signallaterne, Motorrelais, Fahrsperre, Gefahrsignal, Tageslichtsignal.

843. Über die Ausführung von Diesellokomotiven. Von Dr.-Ing. F. Achilles, Magdeburg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 12, S. 247—255 m. 5 Abb u. 3 Tab. Die Abhandlung soll dem Praktiker des Lokomotivbaues und dem des Eisenbahnbetriebes einige Anhaltspunkte geben, die es ihm ermöglichen, auf einfache Weise einen Überblick über die Leistungen von Diesellokomotiven, insbesondere im Verhältnis zu gleichwertigen Dampflokomotiven zu gewinnen.

844. Versuchsfahrten zur Wiederverfeuerung von Rauchkammer-Lösche im Lokomotivbetrieb. Von Reichsbahnrat Klinke, Siegen. Glasers Annalen 1925, Band 97, Heft 1, S. 7—11. Auf Grund von 31 Versuchsfahrten wird gezeigt, daß Rauchkammerlösche bei einem Zusatz von 2,5% im schwersten Lokomotivbetrieb in der Feuerkiste wärmewirtschaftlich richtig verbrannt wird. Dieser Zusatz von 2,5% entspricht ungefähr jener durchschnittlich nach jeder Fahrt aufkommenden Menge an Lösche, so daß gesagt werden kann, daß alle aufkommende Lösche restlos den Lokbrennstoffen wieder zugesetzt werden kann. Die Ersparnis für das gesamte Netz der Deutschen Reichsbahngesellschaft beträgt etwa 5,6 Mill. M. im Jahr.

845. Die Eisenbahnen Chinas im Kalenderjahr 1922. Von Geheimrat Prof. Baltzer, Verkehrstechnik 1925, Nr. 26, S. 460 bis 463. Die Betriebsergebnisse der chinesischen Staats- und Privateisenbahnen im Kalenderjahr 1922 werden auf Grund des Berichtes des Verkehrsministerium in Peking behandelt.

846. Die Elektrisierung der tschechoslowakischen Staatsbahnen. Von Prof. Dr.-Ing. Birk, Prag. Verkehrstechnik 1925, Nr. 25a, S. 400—402 m. 1 Abb. Beschreibung und Begründung des Elektrisierungsplanes. Betriebsweise. Strombezug. Fahrbetriebsmittel. Elektrisierung der Lokalbahnen; Betrieb mit Benzinwagen wegen Dringlichkeit der Verbesserung des Verkehrs. Richtlinien für die weitere Entwicklung der Elektrisierung des tschechoslowakischen Bahnnetzes.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

847. Eisenbetonrohrleitungen bei ausgeführten Wasserkraftwerken in Niederländisch-Indien. Von Ing. W. J. de Breuk. De Ingenieur Nr. 16. Jahrgang 1925, S. 325—328. 6 Abb. Lage, Abmessungen, Art der Verlegung, Konstruktion und Berechnung der Rohrleitungen aus Eisenbeton der Wasserkraftwerke Kratjak und Oebroeg.

848. Die Autorennbahn von Monthéry. Von Ing. J. F. A Slothouwer. — De Ingenieur Nr. 18, Jahrgang 1925, S. 375—378. 8 Abb. Beschreibung der ganz in Beton ausgeführten Bahn auf Betonpfeilern. Verfahren, um die erforderliche Genauigkeit zu erzielen.

849. Die Pilzdecke des Gärungsgebäudes „Kronos" in Eleusis. Von P. Santo Rini, Athen. Beton und Eisen 1925, Heft 13, S. 193—196 m. 7 Abb. Nach allgemeiner Entwurfsübersicht erörtert Verfasser die verschiedenen zwischen der in Balken verspannten Plattenbauarten und der reinen Pilzbauweise sich unterscheidenden Sonderstufen und gibt bei einem wirtschaftlichen Vergleich der erweiterten Stützenkopfausbildung ohne Kopfplatten den Vorzug. Berechnung der Momente nach Lewe. Bewehrungseinzelheiten.

850. Die Speicheranlagen im neuen Handels- und Industriehafen zu Königsberg i. Pr. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Kutschke, Königsberg. Beton u. Eisen 1925, Nr. 13, S. 196—203 m. 17 Abb. Beschreibung der beiden großen Getreidespeicher aus Eisenbeton mit einem Gesamtfassungsvermögen von 40 000 t, ihrer Bauausführung, der maschinellen Einrichtung der Nebenanlagen und Umschlageeinrichtungen.

851. Die Baukontrolle des Betons. Von Dr. Dr.-techn. e. h. v. Emperger, Wien. Beton u. Eisen 1925, Heft 13, S. 209—212 m. 4 Abb. Selbständige Durchführung der notwendigsten Güteproben durch den Bauleiter. Apparatekasten für die Bauleitung eines Betonbaues. Untersuchung des Anmachewassers, des Zementes, Sandes und Schotters, sowie einige Betonprüfungen.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

852. Ein neuer Straßenbahnbetriebsbahnhof der Hamburger Hochbahn. Von Obering. V. Pirch, Hamburg. Verkehrstechnik 1925, Nr. 27, S. 527—529 m. 4 Abb. Bau und Anlage des neuen Straßenbahnbetriebsbahnhofes, im besonderen die 128 m lange Doppelhalle mit eisernen Dachbindern.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

853. Grundlagen einer Bauordnung. Von Regbmstr. Stadtbaurat Schmidt, Essen (Ruhr). Dtsch. Bauzeitg. 1925, Nr. 52, Bauwirtschaft, Baurecht, Nr. 1, S. 1—6 m. 13 Abb. Baupolizeiliche Vorschriften über die Art und die Form der Bebauung. Vorschriften gegen Verunstaltung geschichtlich oder landschaftlich hervorragender Orts- und Landschaftsbilder. Gesundheitspolizeiliche, sicherheitspolizeiliche und feuerpolizeiliche Vorschriften. Vorschriften für bestimmte Gebäudearten. Das baupolizeiliche Verfahren.

854. Vorschläge für Straßendurchbrüche in Berlin zur Beseitigung der wesentlichen Mängel des Bebauungsplanes. Von Prof. Dr.-Ing. Giese, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 26, S. 299—308 m. 9 Abb. Ausgehend von den Mängeln des Berliner Bebauungsplanes und den damit verbundenen Verkehrsanhäufungen an wenigen Punkten der Stadt, wird auf die Notwendigkeit hingewiesen, zur Behebung der Berliner Verkehrsnöte Straßendurchbrüche auszuführen. Zur Entlastung der Leipziger Straße wird vorgeschlagen, eine nördliche und eine südliche Entlastungsstraße zu bauen, ferner ist ein neuer Verkehrsweg parallel zur Königsstraße anzulegen, und endlich wird noch auf die Notwendigkeit hingewiesen, eine Verbindung zwischen dem Berliner Westen und Moabit herzustellen. Anschließend werden im einzelnen die erforderlichen Durchbrüche unter Berücksichtigung der Straßenbahnanlagen behandelt und Angaben über die Kosten und die Aufbringung der Mittel gemacht.

855. Straßendurchbruch am Alten Schrangen in Lübeck. Von Oberbaurat Virck, Lübeck. Dtsch. Bauztg. 1925, Nr. 51, Stadt und Siedlung Nr. 13, S. 97—98 mit 7 Abb. Planbeschreibung, besonders vom architektonischen Standpunkte aus, ohne Behandlung der Verkehrsfrage.

856. Automatische Kläranlage. Von Oberbauamtmann Buchner, München. Gesundh.-Ing. 1925, Heft 26, S. 321—323 m. 1 Abb. An Hand eines Entwurfes wird die Möglichkeit eines automatischen Betriebes erörtert und die Berechnung der Anlage wiedergegeben. Letztere umfaßt die Absetzbecken, den Frischschlammraum, den Faulraum, den Gasraum und den Sandfang.

857. Sind für die Feldberegnung feste oder fliegende Feldleitungen vorteilhafter? Von Stadtbauamtmann Walther, Dresden. Gesundh.-Ing. 1925, Heft 26, S. 323—325. Die Ausführungen bilden eine Entgegnung auf das von Stadtbaurat Horten in der Zeitschrift „Der Kulturtechniker", Jahrg. 27, Heft 5/6, beschriebene Verfahren, bei dem im Boden festverlegte Leitungen vorgesehen sind, die unter dem ganzen in Frage kommenden Landstück netzartig angeordnet werden müssen.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

858. Inanspruchnahme der großstädtischen Hauptverkehrsstraßen durch die verschiedenen Verkehrsmittel. Von Prof. Dr.-Ing. Giese, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 25a, S. 413—416. Der erste Teil handelt von der Inanspruchnahme der Straßen durch den Kraftomnibus, die Straßenbahn ohne bzw. mit ein und zwei Beiwagen, sowie durch den Personenkraftwagen. Das Verhältnis der Inanspruchnahme — bezogen auf den einzelnen Fahrgast — zeigt den Weg zur Erzielung der höchsten Leistungsfähigkeit einer Straße. Im zweiten Teile werden die Folgerungen, die sich daraus insbesondere für den Berliner Verkehr ergeben, behandelt. Strenge Verkehrsregelung auch der freizügigen Fahrzeuge, weil diese die Straße weit mehr in Anspruch nehmen als die öffentlichen Verkehrsmittel und Verweisen des freizügigen Straßenverkehrs auf neue Durchbruchstraßen.

859. Wirtschaftliche Möglichkeiten des Kraftwagen-Überlandverkehrs. Von Straßenbahndirektor Siméon, Aachen. Verkehrstechnik 1925, Nr. 26a, S. 481—483. Über den Kraftwagenüberlandverkehr werden hinsichtlich des Aktionsradius und der Preise Untersuchungen mitgeteilt, die zur Vorsicht in der Inbetriebnahme solcher Linien mahnen, für die zweckmäßig die örtliche Straßenbahn lediglich als Betriebsführerin auftreten soll.

860. Die Entwicklung und örtliche Verteilung des Straßenverkehrs in Berlin. Von Prof. Dr.-Ing. Giese, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 26, S. 453—460 m. 7 Abb. Es wird die Entwicklung des Verkehrs seit 1870 und die Verteilung des Verkehrs auf Stadt-, Ring- und Vorortbahnen, Schnellbahnen, Straßenbahnen und Omnibusse behandelt. An der Hand von Zählungen über den Verkehr der Straßenbahnfahrzeuge werden die Vermehrung der Kraftwagen und die dadurch bedingten Verkehrsschwierigkeiten besprochen. Endlich wird die örtliche Belastung der Straßenzüge mit Straßenbahnen im Jahre 1913 der des Jahres 1925 gegenübergestellt.

861. Der Verkehr in Wien. Von Dipl.-Ing. Winter, Wien. Verkehrstechnik 1925, Nr. 25a, S. 407—413 m. 3 Abb. Die Verkehrsmittel und deren Anteil am Gesamtverkehr. Dichte des Verkehrs. Der Straßenbahnverkehr und seine Schwankungen. Spitzenleistungen. Straßenbahnnetz, Betriebseinrichtungen und Betriebsleistungen. Überlastung der Straßenbahn. Elektrische Stadtbahn. Verkehrsunfälle.

862. Geplante Verbesserungen der Verkehrsverhältnisse in Oslo. Von Oberbaurat N. Buer, Hamburg. Verkehrstechnik 1925, Nr. 27, S. 525—527 m. 2 Abb. Bau einer Umgehungsbahn. Begradigung der Bergenbahn. Bau elektrischer Schnellbahnen.

863. Einheitliche Buchungsrichtlinien für Straßenbahnen. Von Dr. E. Kleinstück, Frankfurt a. M. Verkehrstechnik 1925, Nr. 25a, S. 442—446. Der auf dem Londoner Kongreß 1902 erörterte Gedanke einheitlicher Buchungsrichtlinien für Straßenbahnen wird erneut aufgenommen. Bestandsrechnung, Erfolgs-, Bau- und Beschaffungsrechnung.

864. Weichenstellvorrichtung bei Straßenbahnen. Von Obering. K. Stoffels, Amsterdam. Verkehrstechnik 1925, Nr. 25a, S. 441—442 m. 2 Abb. Die in Amsterdam seit mehreren Jahren mit Erfolg verwendete automatische Weichenstellvorrichtung wird beschrieben.

865. Neuere Straßenbahnradreifen. Von Dipl.-Ing. Willenberg, Wiesbaden. Verkehrstechnik 1925, Nr. 20, S. 313—314 m. 1 Abb. Die Vorzüge ebener, kreisförmiger und formhaltiger Radreifen gegenüber den bisher gelieferten, mit Zugabe gewalzten Ringen werden geschildert.

866. Eine neue Rollenlagerkonstruktion für elektrische Straßenbahn- und Eisenbahnbetriebe. Vorschlag für eine Normalkonstruktion. Von Dipl.-Ing. Hilding Angström, Malmö. Verkehrstechnik 1925, Nr. 25a, S. 423—434 m. 35 Abb. Verfasser legt Erfahrungen und das Ergebnis einer vieljährigen Arbeit vor, die bei der Straßenbahn der Stadt Malmö, unterstützt durch die Schwedische Akademie der Ingenieurwissenschaften, gesammelt worden sind. Es werden die wichtigsten Gesichtspunkte behandelt, die für die Lebensdauer, Wirtschaftlichkeit und Betriebssicherheit eines Rollenlagers beim Eisenbahn- und elektrischen Straßenbahnbetrieb von entscheidender Bedeutung sind. Verfasser beschreibt die neue Rollenlagerkonstruktion, die Anfang 1919 entworfen worden ist und weist deren Überlegenheit anderen Rollenlagertypen gegenüber nach. Gleichzeitig wird ein Vorschlag gemacht für ein Normalrollenlager für Bahnbetriebe als zylindrisches Rollenlager.

867. Der Rollbock im Straßenbahnbetrieb. Von Ing. Schrey, Wien. Verkehrstechnik 1925, Nr. 20, S. 310—312 m. 3 Abb. Es wird ein Straßenbahnfahrzeug mit Rollböcken beschrieben, das sowohl als Gleisfahrzeug als auch als Straßenfahrzeug Verwendung finden kann.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

868. Verkehrspolitische Betrachtungen. Von Prof. Dr.-Ing. Wentzel, Aachen. Verkehrstechnik 1925, Nr. 25a, S. 402—407. Die Ausübung des Verkehrs wird nach Zweck, Aufwand und Art der Durchführung in allgemein gesellschaftlicher und volkswirtschaftlicher Hinsicht gewertet. Unproduktiver Verkehr ist volkswirtschaftlich betrachtet nutzloser Aufwand, Beeinträchtigung der Allgemeinheit und Erschwerung für den wirtschaftlich notwendigen Verkehr. Besonders in der Großstadt muß der Verleitung zu unnötigem Verkehr, seiner Zusammenballung auf den Straßen und seiner unwirtschaftlichen Durchführung durch zielbewußte Verkehrspolitik im Bunde mit wirtschaftlicher Siedlungspolitik begegnet werden, die zugleich der gesammelten, weil wirtschaftlichen Durchführung des Verkehrs vorarbeitet.

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

869. Eisenbahnschiedsgerichte. Von Justizrat Dr. Fuld, Mainz. Zement 1925, Nr. 26, S. 569—570. Es wird auf die seitens verschiedener Handelskammern in Anregung gebrachte Errichtung von Sondergerichten für die Verhandlung und Entscheidung von Streitsachen eingegangen, welche das Gebiet des Eisenbahnrechts umfassen und begründeter Einspruch gegen dieses Verlangen erhoben.

870. Elektrische Kraft als Entschädigung für Wasserkraft. Von Ing. C. Reindl, München, Wasserkraft 1925, Nr. 13, S. 220—224. Vortrag, gehalten vor dem Verband bayer. Wasserkraftbesitzer in der ordentlichen Mitgliederversammlung am 20. Februar 1925 in München. Für den Fall der Entschädigung geschmälerter bzw. entzogener Wasserkraft wird erörtert, in welcher Form, in welchem Ausmaße, zu welchem Preise und auf welche Dauer die Entschädigung zu verlangen bzw. zu gewähren ist.

Kunst im Ingenieurwesen. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Sonstiges.

871. Eisenbeton-Nomogramme ohne logarithmische Teilungen. Von Dr.-Ing. F. Kann, Wismar i. M. V. D. I. 1925, Nr. 25, S. 851—854 m. 10 Abb. Es wird zunächst ganz allgemein gezeigt, wie man durch Anwendung eines von R. Soreau angegebenen Verfahrens mittels des sogenannten Fluchtlinienkreuzes Nomogramme ohne logarithmische Leitern herstellen kann. Als Beispiele sind einige bekannte Formeln der Eisenbetonrechnung herangezogen.

872. Psychotechnik in Amerika. Studieneindrücke. Von G. Schlesinger, Charlottenburg. Industr. Psychotechnik 1925, Heft 6, S. 161—170 m. 6 Abb. Die in Deutschland verbreiteten, sich stark widersprechenden Ansichten über die amerikanische Psychotechnik erfahren ihre Berichtigung durch die Schilderung der tatsächlichen Verhältnisse. Diese ergibt im Vergleich mit den deutschen industriellen Eignungsprüfungen, daß man in Amerika solche in unserem Sinne überhaupt noch nicht kennt. Aus der großen Verschiedenheit der wirtschaftlichen Verhältnisse hüben und drüben ergibt sich ohne weiteres schon die verschiedene Einstellung zur Ausübung der Psychotechnik.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffe.

873. Über die Raumvermehrung und Wasseraufnahme von hydraulischen Bindemitteln in Beziehung zur Dichtigkeit und Festigkeit. Von Dr.-Ing. W. Kalk. Zement 1925, Nr. 28, S. 593—597 m. 6 Tab. u. 2 Abb. Die Vorgänge der Raumvermehrung und der Wasseraufnahme als wesentliche Teilvorgänge des Abbindens und Erhärtens. Versuchsmäßige Ermittelung und Vergleich der Dichtigkeitseigenschaften der einzelnen Bindemittel. Versuchsanordnung und -ausführung. Ergebnisse.

874. Die Verwertung der Ölschieferlager von Degerhamn (Oeland, Schweden) zur Herstellung hydraulischer Bindemittel. Von Dr. Franz Killing, Degerhamn. Zement 1925, Nr. 29, S. 615—618 m. 4 Abb.. In der Folge beschreibt Verfasser zunächst das Vorkommen und die geologischen Lagerungsverhältnisse

875. Oberflächliche Abbindestörungen bei einem Tonerdezement. Von Dr.-Ing. H. Vierheller, Zschornewitz. Zement 1925, Heft 28, S. 597—598. Versuche mit Alca-Schmelzzement zur Feststellung der Gründe für das Absanden von Kuchen aus Tonerdezement. Als Ergebnis wird mitgeteilt, daß die Kohlensäure in allererster Linie Schuld trägt an der in kohlesäurehaltiger Atmosphäre allein beobachteten oberflächlichen Abbindestörung. Die Ausführungen bilden gleichzeitig eine Entgegnung auf die Abhandlung gleicher Überschrift von Dr.-Ing. Nitzsche u. cand. phil. W. Gündel in Nr. 22 ders. Zeitschrift.

876. Kritische Betrachtungen über Hohlsteindecken mit besonderer Berücksichtigung der amtlichen Vorschriften. Von Dr.-Ing. Roll, Berlin-Lichterfelde. Beton u. Eisen 1925, Heft 14, S. 230—237 m. 9 Abb. Es werden unter Berücksichtigung der Bestimmungen der Eisenbetonrippendecke mit Hohlsteinfüllkörpern und die Stein- bzw. Steineisendecken einer näheren Betrachtung unterzogen. Im besonderen wendet sich Verfasser gegen die Forderung, daß bei einer Rippendecke die Steine nicht in die Druckzone des Tragwerkes eingreifen dürfen, und behandelt ferner die wirksame Höhe für Rippendecken, Form und Baustoff der Steinkörper, den druckfesten Deckenstein und die zulässigen Beanspruchungen.

877. Über hochwertigen Zement und Beton. Von Dr. Ing. Geßner, Prag. Zement 1925, Heft 28, S. 598—600. Verfasser gibt einen Bericht über die im Auftrage des Bindemittelausschusses des Deutschen Materialprüfungsverbandes in der tschechoslowakischen Repulik durchgeführten Arbeiten.

878. Die Schwindung des Tempergusses. Von Dr.-Ing. Schüz, Leipzig- Großzschocher, Stahl u. Eisen 1925, Nr. 28, S. 1189 bis 1195 m. 9 Abb. u. 1 Taf. Mittlg. a. d. Prüfamt d. Eisen- u. Stahlwerke Meier u. Weichelt, Leipzig. Temperguß aus dem Siemens-Martin-Ofen. Probekörper und Untersuchungsverfahren. Weißkernguß und Schwarzkernguß. Schwindung des Rohgusses und der getemperten Stäbe.

879. Die Änderung der Festigkeitseigenschaften überwiegend perlitischer Stähle durch Wärmebehandlung. Von Dr.-Ing. H. Meyer u. Dr.-Ing. W. Wesseling, Hamborn. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 28, S. 1169—1173 m. 5 Abb. u. 1 Taf. Mittlg. a. d. Prüfgsanst. d. August-Thyssen-Hütte. Beziehung zwischen Gefüge und Eigenschaften der Perlitstähle. Körniger und streifiger Perlit, ihre Entstehungsbedingungen und Eigenschaften. Kornausbildung und Korngröße des Perlits. Kornätzungen. Festigkeitseigenschaften von Perlitstählen in Abhängigkeit von der Wärmebehandlung.

880. Eigenspannungen von Walzstäben unter besonderer Berücksichtigung der Schienen. Von Dr.-Ing. P. Bardenheuer, Düsseldorf. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 28, S. 1098—1101 m. 4 Abb. Allgemeines über die Ursachen von Spannungen in Walzstäben. Spannungen infolge ungleichmäßiger Schwindung verschieden starker Querschnittsteile und infolge ungleichmäßiger Formgebungstemperatur. Folgen der Verarbeitung ungleichmäßig erstarrter Blöcke. Aufschluß über den Zustand des Blocks während der Verarbeitung durch die Baumannsche Schwefelprobe.

Baumaschinen und Förderanlagen.

881. Das Transportwesen moderner Industriebetriebe. Von Dipl.-Ing. H. R. Müller, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 14, S. 210—211. Es werden die grundlegenden Aufgaben der Organisation des Transport- und Verkehrswesens moderner Industriebetriebe gezeigt. Wahl des Transportmittels, sein wirtschaftlicher Geltungsbereich, Fahrplanaufstellung, Fließförderung.

882. Das Baggern. Von Dr.-Ing. Loeser, Zwickau Sa. Tonind.-Ztg. 1925, Nr. 56, S. 760—761. Verfasser ermittelt die Grenzen der Wirtschaftlichkeit der Baggerarbeit im Zusammenhang mit der Tonbaggerung in Ziegeleibetrieben. Wirtschaftlicher Vergleich zwischen Spreng- und Baggerarbeit.

883. Die Schwebebahn auf die Zugspitze. Von Dr. R. Huldschiner, München. Verkehrstechnik 1925, Heft 25, S. 237—239 m. 6 Abb. Ausgehend von den Schwebebahnen im Krieg geht Verfasser auf die verschiedenen Projekte der Zugspitzbahnen, die letztgewählte Trasse, die Zug- und Drahtseile, den Antrieb, die Wagen, die Sicherheitsvorrichtungen, die Geschwindigkeit und kurz auf die Bauausführung ein.

Statik und Festigkeitslehre.

884. Einfaches Verfahren zur Berechnung mehrstieliger Rahmenträger. Von Dr.-Ing. Kardos, Budapest. Bautechnik 1925, Heft 32, S. 434—438 m. 13 Abb. Unter der Voraussetzung konstanten Trägheitsmomentes, bei Vernachlässigung des Einflusses der Längenänderung der Stäbe und bei geradlinigen Streben und Riegeln wird ein analytisches Verfahren dargelegt, bei dem die Gleichungen mit vielen Unbekannten erübrigt werden.

885. Hilfstafeln zur Berechnung des Balkens über drei ungleichen Öffnungen. Von Prof. Dr.-Ing. E. Kammer, Darmstadt. Beton u. Eisen 1925, Heft 14, S. 223—226 m. 6 Abb. u. 4 Tab. In der Fortsetzung (aus Heft 17, Jahrg. 24) entwickelt Verfasser den Einfluß des Eigengewichtes und einer gleichmäßig verteilten beweglichen Nutzlast p.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

886. Einiges über die Brücken der Chinesischen Tientsin—Pukow-Eisenbahn. Von Dipl.-Ing. Slotnarin, Woosung, China. Beton u. Eisen 1925, Heft 14, S. 221—222 m. 9 Abb. Zwei Brücken — ein 300 m lange Stein-Dreigelenkbogengewölbe — mit 14 Öffnungen von je 18,5 m Lichtweite und eine Bahnsteig-Eisenbeton-Gewölbebrücke von 20,40 m Lichtweite — werden kurz besprochen.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

887. Der Umbau und die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf. Von Baurat Dr.-Ing. Bohny, Sterkrade. Bautechnik 1925, Heft 31, S. 421—423 m. 8 Abb. Es werden zwei Projekte für die Verstärkung und Verbreiterung nach Maßgabe des erhöhten und relativ stärkeren Verkehrs erörtert, deren eines z. Zt. ausgeführt wird. Die Strombögen werden als Dreigelenkbögen ausgebildet. Verwendung von Schiffbaustahl Sb. 44 bei den Hauptträgern der Strombrücken, im übrigen von St. 37.

888. Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau. Von Obering. W. Ries, Leipzig. V. D. I. 1925, Nr. 29, S. 947—954 m. 15 Abb. Die wachsenden Schwierigkeiten im Braunkohlentagebau durch die Verschlechterung der Deckgebirgsverhältnisse. Neues Abraumverfahren mittels eiserner Förderbrücken. Die bergtechnischen und konstruktiven Grundlagen werden erörtert und an der Hand der ersten Ausführung durch Beispiele erläutert. Die hohe Wirtschaftlichkeit des Förderbrückenbetriebes wird begründet und durch die Betriebsergebnisse der ersten Anlage belegt.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

889. Über den Wassersprung. Von Ph. Forchheimer. Wasserkraft 1925, Nr. 14, S. 238—239 m. 1 Abb. Aus der Reihe der bisher erfolgten Versuche geht hervor, daß der Stau auf Grund der Umsetzung des Wasserdruckes in Bewegungsgröße zu berechnen ist und nicht etwa unter der Annahme, daß keine Arbeit verloren gehe.

890. Der Rückgang der deutschen Ostseeküste. Von Regbaurat Dr.-Ing. Heiser, Kolberg i. P. Bautechnik 1925, Heft 31, S. 423—427. Verfasser behandelt die das südliche Ostseeufer beeinträchtigenden Naturkräfte, die Beschaffenheit der Ostseeküste, die bisherigen Beobachtungen über Landverluste an den einzelnen Uferstrecken und die bis jetzt erfolgreichen, der Verhinderung weiteren Landverlustes dienenden Uferschutzwerke.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

891. Die Rheinstrombaufrage Straßburg—Basel. Eine Schicksalsfrage des freien Oberrheins von Dr.-Ing. Heisterbergk, Krefeld. Verkehrstechnik 1925, Heft 16, S. 235—236 m. 1 Abb. Es wird die geplante Oberrheinregulierung sowie der französische Entwurf eines Rheinseitenkanals in ihrer wirtschaftlicheren Bedeutung für die Rheinschiffahrt untersucht und auf die Gefahren hingewiesen, die durch den Bau des geplanten Rheinseitenkanals entstehen würden.

892. Der Hansakanal. Von Reichsbahnrat W. Richard, Rotenburg (Hann.). Verkehrstechnik 1925, Heft 19, S. 286—289 m. 2 Abb. Die wirtschaftliche und Verkehrsbedeutung des Hansakanals sowie seine zweckmäßige Linienführung werden untersucht.

893. Lage des Neckarhafens für Groß-Stuttgart. Von Abtlgs.-Dir. W. Keppler, Stuttgart. Ztg. d. V. dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 30, S. 861. Es werden die Lage des Neckarhafens im Zusammenhang mit der Neckarkanalisierung erörtert und für den Umschlag der Güter für Stuttgart und Umgebung vom Schiff zur Bahn in erster Linie die Rangierbahnhöfe Heilbronn und Kornwestheim in Betracht gezogen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

894. Beitrag zur Berechnung und Ausführung von Staumauern. Von Franz Kreuter. Wasserkraft 1925, Nr. 14, S. 236—238 m. 7 Abb. Es wird Bezug genommen auf das gleichnamige bei R. Oldenbourg, München, in 2. Ausgabe erschienene Werk. Die Ausführungen bilden eine Ergänzung für die in Arbeit genommene dritte Auflage und enthalten im Rahmen eines Rechnungsbeispieles Bestimmungsgleichungen für die Berechnung von Staumauerquerschnitten.

895. Das Ruhrkraftwerk am Hohenstein bei Witten. Von Baudirektor Dr.-Ing. Link, Essen. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 57, Konstruktion und Bauausführung Nr. 15, S. 113—115 m. 7 Abb. Kurze Übersichtsbeschreibung der gesamten Anlage.

896. Das Kraftwerk Seeburg der Stadtgemeinde Münsingen. Von Regsbmstr. Deutelmoser, Stuttgart. Bauzeitung 1925, Nr. 24, S. 225—230 m. 12 Abb. Nach kurzen Angaben der wasserwirtschaftlichen Verhältnisse wird die gesamte Anlage — das Staubecken, der Leerlauf, die Druckrohrleitung, das Krafthaus, die Wasserstandsfernmeldeanlage, die Kanalausführung, die Wasserführung und die Leistungsfähigkeit des Kraftwerkes — ausführlich beschrieben.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

897. Das Querprofil der Straße und seine Messung. Von Baurat Niemack, Stendal. Verkehrstechnik 1925, Heft 16, S. 233—234 m. 3 Abb. Es wird ein Meßinstrument beschrieben, dessen Anwendung dem Zweck dient, mit Hilfe der Querprofilmessung die Abnutzung der verschiedenen Straßenbefestigungen bei verschiedenen Verkehrsarten festzustellen.

898. Straßenprofile. Von Baurat H. L. Sierks, Dresden. Verkehrstechnik 1925, Heft 29, S. 563—565 m. 1 Abb. Im Gegensatz zu den vor dem Kriege vornehmlich befürworteten großen Straßenbreiten strebt man heute häufig ins Gegenteil. Es wird angeregt, die Breitenmaße auf das äußerste zu beschränken, aber doch nur soweit, als es die Verkehrserfordernisse unter Zugrundelegung der natürlichen Einheiten zulassen. Durch diese Beschneidung der bestehenden und geplanten Straßen auf das unumgänglich notwendige Maß wird eine wesentliche Entlastung der Städte und Gemeinden zugunsten anderer, ungleich wertvollerer Aufgaben erwartet.

899. Die französische Betonversuchsstraße in Bry-sur-Marne. Zement 1925, Nr. 28, S. 603—607 m. 7 Abb. Es werden in der Folge die Materialien und Mischungen, die Herstellung des Betons, dessen Verarbeitung im Zusammenhang mit der Beschreibung der Schalung, des Festmachens von Beton mit Hilfe von pneumatischen Stampfern, Walzen, sog. Finisseusen und von Handarbeit, der Fugenherstellung, des Oberflächenschutzes, ferner die Oberflächenbehandlung des Betons und die während der Bauzeit vorgenommenen Festigkeitsproben behandelt.

900. Amerikanische Normen für den Betonstraßenbau. Zement 1925, Nr. 28, S. 608—610; Nr. 29, S. 621—623. Es werden die von dem American Concrete Institute im Jahre 1924 herausgegebenen Normen vermittelt über Zement, Zuschlagstoffe, Wasser, Bewehrung, Fugenfüllung; Planierung, Vorbereitung und Unterhaltung; Unterbau-Kontrolle und -Abnahme; Schalungen; Pflaster, Fugen. In der Fortsetzung werden die Normen hinsichtlich des Wasserzusatzes — Pumpen, Prioritätsrecht auf Wasserverbrauch — des Mischungsverhältnisses und Mischens, ferner hinsichtlich der Unterbaukontrolle, der Verlegung der Eisenbewehrung, des Einbringens des Betons und der Oberflächenbehandlung wiedergegeben.

901. Zur Frage des Betonstraßenbaues in Amerika. Von Dr.-Ing. A. Hummel, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1925, Heft 18, S. 269—272. Entwicklung der Betonstraße in Amerika. Zweckmäßige Betonzusammensetzung. Bewehrung. Rißbildung und Bewehrung. Nachbehandlung des Betons. Betonstraßenherstellung nach dem Rüttelverfahren.

902. Die große Verbreitung der Teermakadambauweise in England im Vergleich zu Deutschland. Von Dr. H. Lüer, Essen. Verkehrstechnik 1925, Heft 30, S. 575—578 m. 5 Abb. Die große Verbreitung der Teermakadambauweise in England und ihre geringe Anwendung in Deutschland werden behandelt.

903. Die Leistungsfähigkeit der Straßen für den Kraftwagenverkehr. Von Dr.-Ing. Schaar, Altona. Verkehrstechnik 1925, Nr. 23, S. 349—354 m. 7 Abb. Es werden Ansätze zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Straßen für den Kraftwagenverkehr aufgestellt und ausgewertet. Zunächst wird der störungsfreie Betrieb auf einem einspurigen Fahrdamm betrachtet und dann der Einfluß der üblichen Verkehrshindernisse auf den Straßen in Rücksicht gestellt. Zum Schluß werden einige Vorschläge gemacht und das Verhältnis des Kraftfahrwesens zu den verschiedenen Verkehrsarten kurz umrissen.

904. Regelung des Straßenverkehrs in Hamburg. Von Oberbaudir. G. Leo, Hamburg. Verkehrstechnik 1925, Heft 19, S. 283—286 m. 5 Abb. Es werden die baulichen und polizeilichen Maßnahmen besprochen, die in Hamburg zur Regelung des Verkehrs an besonders verkehrsreichen Stellen getroffen worden sind.

905. Grundzüge für eine Reform im Landstraßenbau. Von Landesbaurat Dr.-Ing. O. Taubert, Treysa. Verkehrstechnik 1925, Heft 25, S. 381—384. Verfasser behandelt im Zusammenhang mit der Entwicklung des motorischen Verkehrs die neuzeitliche Unterhaltung der Landstraßen und deren Finanzierung. Da die bisherige Aufbringung der Mittel unzureichend ist, wird vom Verfasser die Notwendigkeit einer Fahrzeugsteuer als Zwecksteuer nachgewiesen. Für letztere fehlt zunächst eine geeignete Verwaltungsgrundlage; sie sollte durch Aufteilung der Straßenkomplexe nach Wirtschaftsgebieten sowie durch Vereinheitlichung und Zusammenfassung der Landwegebauverwaltungen geschaffen werden. Ferner entwickelt Verfasser die Verwaltungsorganisation, soweit sie für Straßenbau und -unterhaltung, für die Erhebung der Fahrzeugsteuer und für straßenpolizeiliche Befugnisse in Frage kommt.

906. Die Sicherung der Niveauübergänge. Von Magistratsbaurat Dr. Scheuermann, Wiesbaden. Verkehrstechnik 1925, Heft 25, S. 386—387. Es werden die von Vertretern der Straßenbenutzer in der Schweiz aufgestellten Leitsätze für die Sicherung des Straßenverkehrs bei Niveauübergängen von Haupt- und Nebenbahnen mitgeteilt.

Eisenbahnbau und -betrieb.

907. Grenzen der Leistungsfähigkeit des Kölner Hauptbahnhofes der Reichsbahn. Von R. B. Dir. Präsident Denicke, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 28, S. 417—419 m. 1 Abb. Verfasser nimmt Bezug auf die in den Heften 10—13, Jahrg. 25 ders. Zeitschr. von Geheimrat Dr.-Ing. Cauer veröffentlichte Untersuchung der Leistung von Streckengleisen und Bahnsteiggleisen und ergänzt diese durch die Ergebnisse von eingehenden Untersuchungen über die Grenzen der Leistungsfähigkeit des Kölner Hauptbahnhofes. Darnach wird letzterer auf längere Zeit mit seiner jetzigen Gleisgestaltung den zu erwartenden Verkehrssteigerungen noch gewachsen sein.

908. Höchstgeschwindigkeit in Gleiskrümmungen. Von Dr.-Ing. Reingruber, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 29, S. 462—463 m. 2 Abb. Wenngleich die Höchstgeschwindigkeiten durch die Bau- und Betriebsordnung eindeutig festgelegt sind, so liegen irgendwelche rechnerische Begründungen für die Festsetzung der Grenzwerte nicht vor. Die Frage nach dem letzteren gewinnt mit dem Wettbewerb des Kraftwagenverkehrs hinsichtlich einer grundsätzlichen Erhöhung der Fahrgeschwindigkeiten bei Personenförderung erhöhte Bedeutung.

909. Grundlagen für steile Weichenstraßen. Von Direktor Dr.-Ing. Vogel, Mannheim. Verkehrst. Woche 1925, Heft 28, S. 419—425 m. 15 Abb. Schluß. Abschließend behandelt Verfasser die Zwischengerade und die Zungenvorrichtung. Durch seine Ausführungen wird der Beweis erbracht, daß die Grundbedingungen für steile Weichenstraßen nicht nur erfüllt werden können, sondern ihre Befolgung zum Teil sogar wesentliche Verbesserungen im Vergleich zu den bisher üblichen Bauarten bringt. Der Einführung steiler Weichenstraßen in Nebenanlagen steht danach nichts im Wege.

910. Wirtschaftliche Gestaltung der Weichen und Gleisverbindungen. Von Direktor Dr.-Ing. H. Vogel, Mannheim. Verkehrst. Woche 1925, Heft 29, S. 431—459 m. 74 Abb. Angesichts der Aufgabe der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, die Weichen und Gleisverbindungen ihrer Bahnanlagen dem neuen Einheitsoberbau anzupassen und hierfür ein System zu finden, das einerseits die zwischen den früheren Staatsbahnbezirken bestehenden großen Unterschiede zugunsten der Einheitlichkeit weitgehendst beseitigt, andererseits den gesteigerten Anforderungen des Betriebes durch Verbesserung der Konstruktion und Einführung technischer Neuerungen Rechnung trägt, gibt Verfasser einen Vorschlag zur Gestaltung der Weichen und Gleisverbindungen in den folgenden Abschnitten wieder. Wahl der Weichenneigungen. Weichen und Gleisverbindungen. Gleispläne und Wirtschaftlichkeit. Weichen für die Übergangszeit.

911. Stand der Kupplungsfrage in Europa. Von Dir. Scharfenberg, Königsberg i. Pr. Verkehrstechnik 1925, Nr. 17, S. 253—260 m. 2 Tafeln u. 16 Abb. Vergleich zwischen den betriebsbrauchbar erscheinenden Kupplungsbauarten unter besonderer Berücksichtigung der Scharfenberg-Kupplung, als deren Vorteile genannt werden: 1. Beseitigung der Lebensgefahr beim Kuppeln, 2. Schutz gegen Gefahr des Aufkletterns der Fahrzeuge, 3. Beschleunigung des Rangierbetriebes, 4. denkbar günstigste zentrale Fortleitung der Zug- und Stoßkräfte, 5. gute Lenkung der Fahrzeuge in Kurven. 6. Bewegungslosigkeit des Kuppelgetriebes während der Fahrt, infolgedessen geringster Betriebsverschleiß, 7. zuverlässiges Mitkuppeln der Bremsluftleitungen wie auch der Heiz- und Kabelleitungen.

912. Bremsversuche mit der Kunze-Knorr-Bremse mit Schnell-, Personen- und gemischten Zügen in Gegenwart von Mitgliedern der technischen Kommission des Internationalen Eisenbahn-Verbandes. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Nr. 13, S. 276—277. Die Bremsversuche wurden mit fünf verschiedenen Zügen durchgeführt; es werden die einzelnen Versuchsergebnisse besprochen. Die Versuche sollten die hohe Leistungsfähigkeit der Kunze-Knorr-Schnellzug- und Personenzugbremse dartun und ferner zeigen, wie die Bildung gemischter Personen- und Güterzüge erleichtert wird, wenn eine Bremsbauart nach einheitlichen Grundsätzen für alle Zuggattungen durchgebildet ist.

913. Die Beanspruchung des Schienenstoßes. Von Reichsbahnrat Pösentrup, Münster (Westf.). Verkehrst. Woche 1925, Heft 29, S. 463—467 m. 12 Abb. Mit der Vergrößerung des ruhenden Raddruckes und in der Folge des Oberbaues wird auch die Verstärkung des Schienenstoßes erforderlich. Verfasser behandelt zu dem Ende die Wirkung des durch die Laschen gehaltenen Höhenunterschiedes der Schienenkanten, und zwar in steigender und fallender Richtung; die Stoßlücke, die Neigung der Lauffläche, den Arbeitsverlust an der Zugkraft und die Folgerungen aus Berechnungen und Messungen.

914. Der isolierte Schienenstoß von Wiedenbauer. Von Reichsbahnrat Samler, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 29, S. 467—469 m. 6 Abb. Bei dem im R.B.D.-Bezirk Augsburg bereits seit einigen Jahren erprobten Wiedenbauerschen Schienenstoß wird die Isolation durch die vollständige Durchführung der Stoßlücke durch die sämtlichen Teile des Stoßes erreicht. Die dadurch geschaffene schwache Stelle bedingt erhöhten Materialaufwand beim Ausbau des Stoßes, der aber die Wirtschaftlichkeit nicht beeinträchtigt.

915. Der Eisenbahnoberbau für schweren Verkehr. Von Ing. Dr. R. Hanker, T. H. Wien. Verkehrst. Woche 1925, Heft 29, S. 459—461 m. 7 Abb. Angeregt durch die Arbeit von Dr.-Ing. Schaechterle „Vorschläge f. d. wirtschaftl. Gestaltung des Oberbaues auf Holzschwellen" — Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1924 — wird auf Grund von Erfahrungen, die man in Amerika mit dem Breitfußschienenoberbau unter schwerem Verkehr machte, die Notwendigkeit gezeigt, angesichts der durch das steigende Verkehrsbedürfnis zunehmenden Lasten und größeren Geschwindigkeiten, neue, von den jetzt gebräuchlichen vollkommen abweichende Oberbauformen zu erproben.

916a. Die Entwicklung der rheinischen Eisenbahnen. Von Dr. Fr. Runkel, Köln. Verkehrstechnik 1925, Heft 29, S. 557—559. Es wird ein kurzer Überblick über die Eisenbahnen in den Rheinlanden vom Bau der ersten Eisenbahnstrecken bis zu ihrer Verstaatlichung gegeben.

916b. Der Bau der vollspurigen Kleinbahn Rövershagen—Graal—Müritz. Von Stadtrat Dr. Altvater, Rostock. Verkehrstechnik 1925, Heft 28, S. 543—545. Kurze Beschreibung der Vorverhandlungen für das Bahnprojekt, der Linienführung, der Bauausführung, der Betriebsmittel und der Rentabilität des Unternehmens.

916c. Bahnhof und Werkstatt der elektrischen Bahnen in der Franzstadt zu Budapest. Verkehrstechnik 1925, Nr. 17, S. 251—253 m. 1 Abb. Es werden die Gleiserneuerungsarbeiten und die neue Bahnunterhaltungs-Werkstätte der Budapester Straßenbahnen kurz beschrieben.

916d. Die Erschließung des östlichen Teiles der mecklenburgischen Ostseeküste durch die Eisenbahn. Von Ing. M. Bührs, Stettin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 14, S. 206 bis 208 m. 1 Abb. Zwecks Erschließung des östlichen Teiles der mecklenburgischen Ostseeküste und der Halbinsel Fischland mit dem anschließenden Darß und dem Zingst werden die beiden projektierten Eisenbahnlinien und der Fischland-Chausseebau besprochen.

916e. Die Lokalbahn Tölz—Lenggries und der neue Bahnhof Bad Tölz. Von R.-Bahndir. H. Friedrich, München. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Nr. 13, S. 268—276 m. 1 Taf. u. 21 Abb. Geschichtliches. Beschreibung der neuen Bahnanlagen, der Verwaltungs- und Betriebsgebäude. Dammschüttungen auf Hochmoorgrund. Sicherungsmaßnahmen gegen Dammrutschungen. Betrieb und Verkehr.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

917. Die Eisenbeton-Querschwelle und ihre Bedeutung in betriebstechnischer, betriebswirtschaftlicher und sozialwirtschaftlicher Hinsicht. Von Direktor Ing. Lößl, München. Verkehrst. Woche 1925, Heft 29, S. 470—474 m. 16 Abb. Verfasser behandelt die für die Ausbildung der Eisenbeton-Querschwelle maßgebenden Beanspruchungen bzw. die erforderliche Haltbarkeit für die Aufnahme der Achsdrucke, für die Verbindung der Schiene mit dem Betonkörper, sowie gegen alle Belastungsmomente, die sich aus den Achsdrücken und der ungleichen Bettungsauflage ergeben können.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

918. Bemessung eiserner Träger mit Rücksicht auf die Durchbiegung. Von Dr.-Ing. R. Hauer, Charlottenburg. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 57, Konstruktion und Bauausführung Nr. 15, S. 119—120. Bezugnehmend auf die Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. v. 25. II. 25 geht Verfasser auf die Berechnung der auftretenden Durchbiegungen für gleichmäßig verteilte Belastung, im besonderen mit Rücksicht auf die bei jeder Vergrößerung der Trägerhöhe sich ändernden Randspannungen ein. Es wird eine Formel abgeleitet, die ohne Rücksicht auf die vorhandene Randspannung angibt, welche Bedingung für die Einhaltung des zulässigen Durchbiegungsverhältnisses erfüllt sein muß.

919. Die zulässigen Beanspruchungen von Eisenbauwerken nach den neuesten Vorschriften. Von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart. Bauzeitung 1925, Nr. 24, S. 231 bis 232 m. 2 Abb. Für die Hauptbaustoffe, Flußstahl St. 37 und hochwertigen Baustahl St. 48, werden die für die Festsetzung der zulässigen Beanspruchungen von Zugstäben und einteiligen Druckstäben bei zentrischem Kraftangriff wichtigsten Eigenschaften erörtert.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

920. Verkehr und Stadtentwicklung in Mittel- und Kleinstädten. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Althoff, Frankfurt a. O. Verkehrstechnik 1925, Heft 18, S. 267—269. Wege zur Stadtvergrößerung. Wasserverkehr. Eisenbahnverkehr. Elektrische Straßenbahnen. Personenkraftwagenlinien. Straßenverkehr. Luftverkehr. Verkehrseinrichtungen innerhalb der Stadt.

921. Vorschläge für Straßendurchbrüche in Berlin zur Beseitigung der wesentlichen Mängel des Bebauungsplanes. Von Prof. Dr.-Ing. Giese, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 21, S. 319—325 m. 5 Abb. Schluß a. Heft 20. Anschließend beschreibt Verfasser das Straßendurchbruchsprojekt südlich der Leipziger Straße, dasjenige zur Entlastung der Königsstraße, die Straßenverbindung Joachimsthaler Straße—Klopstockstraße und gibt am Schluß einen Kostenüberschlag wieder.

922. Hauskläranlagen. Von Dr.-Ing. Imhoff, Essen. Gesundh.-Ing. 1925, Heft 29, S. 362—363 m. 3 Abb. Auszug aus dem Buche des Verfassers „Fortschritte der Abwasserreinigung" 1925, Verlag C. Heymann. Er bezieht sich auf die vom hygienischen Standpunkte erforderliche Ableitung der Hausabwässer in frischem Zustande, und zwar sowohl beim Fehlen wie beim Vorhandensein der öffentlichen Entwässerung.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

923. Schneepflüge bei Straßenbahnen. Mittlg. d. Straßenb.-Direktion Wien. Von Obering. Kindler, Berlin und Dir. Lehrmann, Braunschweig. Verkehrstechnik 1925, Nr. 14, S. 201—205 m. 10 Abb. Die Frage der Schneebeseitigung ist Gegenstand der Erörterung in den zuständigen Ausschüssen des Vereins Deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privateisenbahnen gewesen. Die Beratungen haben zu dem Ergebnis geführt, den Straßenbahnen zu empfehlen, entsprechend den jeweils vorliegenden Betriebs- und Verkehrsverhältnissen eine der drei wiedergegebenen Arten von Schneepflügen zu verwenden.

924. Ein Eisenbeton - Straßenbahnoberbau. Von F. Zimmer, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 17, S. 260—262 m. 6 Abb. Es wird ein fabrikmäßig hergestellter Oberbau für Straßenbahnen behandelt, dessen Eigenart darin besteht, daß er in einzelnen Werkstücken, welche bereits mit dem beabsichtigten Straßenpflaster versehen sind, zur Baustelle gebracht wird. Die Zusammensetzung dieser einzelnen Werkstücke ergibt in kürzester Frist einen fertigen und befahrbaren Oberbau, dessen Herstellung die Verkehrsstörungen auf ein Mindestmaß herabmindert.

925. Elektrische Autobusse mit Oberleitung. Von Geh. Reg.-Rat Dr.-Ing. Theobald, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 21, S. 325—326. Nach einem kurzen geschichtlichen Überblick wird die Einführung des Elektrobus mit oberirdischer Stromzuführung in verschiedenen Städten des britischen Weltreiches und auf einer Gebirgslinie in Savoyen geschildert.

926. Die Wagenunterhaltung bei der Berliner Straßenbahn. Von Direktor Pforr, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 28, S. 541—542. Es wird an Hand von statistischem Material dargelegt, wie bei der Berliner Straßenbahn in den letzten fünf Jahren durch methodische Maßnahmen der Materialverbrauch sich erheblich vermindert hat, wobei der Personalbestand für Wagenunterhaltung sich gleichzeitig verringerte. Die Maßnahmen, die zu den Ersparnissen führten, werden kurz erläutert.

927. Tariferhöhung und Erweiterungspläne der Hamburger Hochbahn. Von Direktor W. Stein. Verkehrstechnik 1925, Heft 30, S. 573—575 m. 2 Abb. Die Hamburger Hochbahn-Aktiengesellschaft hat mit dem Hamburgischen Staate einen Vertrag abgeschlossen, nach dem die Tarife erhöht werden und eine Abgabe gezahlt wird, deren Erträgnisse zur Erweiterung der Bahnanlagen verwendet werden sollen.

928. Besichtigung von Verkehrsanlagen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Baurat E. Pavel, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 24, S. 365—373 m. 18 Abb. In Form einer Reisebeschreibung werden nordamerikanische Verkehrsanlagen, insbesondere Hoch- und Untergrundbahnen der größeren nordamerikanischen Städte geschildert.

929. Die Einpflasterung der Straßenbahngleise bei geräuschmindernden Befestigungsarten. Von Prof. Knipping, Darmstadt. Verkehrstechnik 1925, Heft 24, S. 374—375. Es wird über das Ergebnis der am 6. III. d. J. in Eisenach abgehaltenen Verhandlungen über die Einbettung der Straßenbahnschienen bei geräuschmindernden Befestigungsarten unter Berücksichtigung der aus wirtschaftlichen Gründen zulässigen Auspflasterung des Gleisbereichs mit Steinpflaster berichtet.

930. Maßgebende Gesichtspunkte bei der Planung von Stadt- und Vorortbahnen. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bautechnik 1925, Nr. 32, S. 433—434. Mit Rücksicht auf beabsichtigte Ausführungen neuer Hochbahnlinien werden die bei der Planung solcher Verkehrsmittel maßgebenden Gesichtspunkte dargelegt. Berufsverkehr zwischen Wohnstätte und Arbeitsstätte, Verkehr von und nach den Fernbahnhöfen, Ausflugsverkehr und Zufallverkehr, Verkehrsrichtung.

Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

931. Die Verwendung von Typenplänen beim Siedlungsbau. Von Reg.-Baurat Stegemann, Dresden. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 56, Bauwirtschaft und Baurecht, Nr. 2, S. 9—14 m. 5 Abb. Verfasser redet der Typisierung im Wohnungsbau das Wort und betont, daß der künstlerische Wert der Siedlung nicht in der Schaffung immer wieder neuer Grundrißlösungen, sondern in der Zusammenfassung des Städtebildes selbst liegt.

Bauunfälle.

932. Der Deckeneinsturz im Mossehaus und die Fachwelt. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Beton und Eisen 1925, Heft 14, S. 227—230. Mit Rücksicht auf die derzeitige eingehende Neubearbeitung der amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton nimmt Verfasser die Gelegenheit, auf den Charakter dieser Bestimmungen als „allgemein anerkannte Regeln der Baukunst“ an Hand des vorgenannten Bauunfalles und des sich daran anschließenden Rechtsstreites nachdrücklichst hinzuweisen.

Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftsliches.

933. Die Aufbringung der Mittel zur Straßenunterhaltung. Von Reg.-Baurat Funk, Büdingen. Verkehrstechnik 1925, Nr. 14, S. 208—210. Es wird vom Verfasser auf die Notwendigkeit einer allgemeinen Verkehrssteuer nach ähnlichen Grundsätzen, wie sie für die Kraftfahrzeugsteuer in der Hauptsache bereits gelten, hingewiesen; ferner werden die ihr zugrunde liegenden Richtlinien und die durchschnittliche Höhe der Steuersätze angegeben.

934. Verkehrsdichte und Ausnutzung der Betriebsmittel. Von Dir. G. Löhr, Ammendorf b. Halle a. S. Verkehrstechnik 1925, Nr. 21, S. 317—319. Kritische Betrachtungen über die Begriffe Verkehrsdichte und Ausnutzung der Betriebsmittel. Erläuterungen durch Beispiele. Anregung zur Neuaufstellung allgemein gültiger Begriffsbestimmungen.

935. Theorie und Berechnung der Straßentransportkosten. Von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Haller, Stuttgart. Verkehrstechnik 1925, Heft 28, S. 545—548 m. 2 Abb. Auf Grund einer amerikanischen Quelle werden Angaben über Theorie und Berechnung der Straßentransportkosten gemacht. U. a. werden die Beziehungen zwischen Unterhaltungskosten und Verkehrsdichte, ferner die wirtschaftliche Theorie der Fahrzeugkosten behandelt; es werden Gleichungen angegeben, nach denen die relativen Betriebskosten für verschiedene Klassen von Deckenbelägen ermittelt werden.

936. Die Bewertung des Anlagekapitals bei Kleinbahnen. Von E. Collani, Berlin-Wilmersdorf. Verkehrstechnik 1925, Heft 29, S. 559—561. Die Bewertung nach den handelsrechtlichen und eisenbahnrechtlichen Bestimmungen. Betriebswirtschaftliche Bewertungsmethoden. Der Erneuerungsfonds als Mittelbereitungskonto, der Erneuerungsfonds als Korrektivkonto.

937. Anforderungen der Rechtsprechung an die Wagenuntersuchung durch den Verlader. Von Reichsbahnrat Mantey, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 22, S. 343—345. Es werden einige Gerichtsentscheidungen der letzten Zeit behandelt, welche die erheblichen Anforderungen zeigen, die die Rechtsprechung an die Prüfungspflicht des Verladers stellt.

Kunst im Ingenieurwesen. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Sonstiges.

938. Neuorganisation des Straßenwesens in der Provinz Brandenburg. Von Landesbaurat Dr.-Ing. Wienecke. Verkehrstechnik 1925, Heft 22, S. 333—336 m. 1 Abb. Es wird die vom Brandenburgischen Provinziallandtag am 9. V. d. J. beschlossene Übernahme der Durchgangsverkehrsstraßen in der Provinz Brandenburg auf den Provinzialverband behandelt.

939. Zur Frage der Ämterorganisationen. Von Reichsbahnrat R. Enßlin, Gießen. Ztg. d. V. dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 30, S. 854—856. Verfasser nimmt zu den bisher veröffentlichten Vorschlägen zur Frage der künftigen Ämterorganisationen Stellung und geht auf die seinerseits herausgefundenen Mängel der preußischen Organisation ein; und zwar handelt es sich um folgende Punkte: Fehlen einer geeigneten zentralen Betriebsleitung, mangelhafte Fühlung des Personals mit den oberen Stellen und infolgedessen Notwendigkeit der Einführung von Kontrolleuren auf den Direktionen. Reibungen zwischen den Ämtern. Ungleichgroße Bezirke der Betriebs-, Verkehrs- und Maschinenämter. Zu geringer Einfluß der Betriebsämter auf den Zugförderungsdienst. Vereinigung von Betrieb und Verkehr. Zu geringe Zuständigkeit der Ämter.

940. Die Erfindung, von der Technik und vom Patentrecht aus gesehen. Von Dr. R. Wirth, Frankfurt a. M. V. D. I. 1925, Nr. 30, S. 969—974. Die mangelnde Übereinstimmung der Sprache und Begriffswelt deutscher Patentschriften mit der Sprache und Denkweise der wissenschaftlichen und schaffenden Technik ist nur teilweise durch die Verschiedenheit der Zwecke und Denkweisen des Rechtes und der Technik bedingt. Zum anderen Teil beruht sie auf Mängeln der philosophischen Durchdringung und auf der Schematisierung von Sprache und Begriffen. Das Buch von Müller-Liebenau weist einen nicht ganz leichten und noch nicht vollkommenen Weg der begrifflichen Erfassung technischer Dinge durch Herausstellung ihrer Kausalität, die dem Wesen der Technik entspricht und eine bessere Grundlage zur Erkenntnis und Darstellung von Erfindungen werden kann.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

941. Sauerstoff im Eisen. Von P. Oberhoffer, Aachen. Mittlg. a. d. Eisenhüttenmännischen Institut der T. H. Aachen. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 32, S. 1341—1348. Einfluß des Sauerstoffs auf die Eigenschaften des Eisens. Der jetzige Stand unserer Kenntnisse der Desoxydation. Die Rolle des Sauerstoffs bei den Stahlerzeugungsverfahren. Eigene Arbeiten auf dem Gebiete der Sauerstoffbestimmung und deren Ergebnisse.

942. Die Verwertung der Ölschieferlager von Degerhamn (Öland, Schweden) zur Herstellung hydraulischer Bindemittel. Von Dr. Fr. Killig, Degerhamn. Zement 1925, Nr. 30, S. 631—634, Nr. 31, 651—654 m. 16 Abb. Die Verwendung des Schiefers und der Aschenrückstände in der Alaunfabrikation, beim Kalkbrennen, als Brennstoff für Kessel, bei der Ölgewinnung; als Schieferkalk, als Zusatz zum Zement, bei der Zementfabrikation an Stelle von Ton, bei der Herstellung von Ziegeln.

943. Ursache der Betonzerstörung. Von Alfred H. White, Professor der technischen Chemie an der Universität von Michigan. (Concrete vom Mai 1925, S. 157—161 mit 7 Abb. und 2 Zahlentafeln.) 20jährige Beobachtungen an dünnen Zementprobekörpern über die Dehnung bei Wasserlagerung und die Schwindung bei Luftlagerung, Berechnung der entsprechenden riesigen, zur Zerstörung führenden Spannungen, wenn die Bewegungen verhindert werden. Veränderung der kolloiden Bestandteile des Zements mit dem Feuchtigkeitsgehalt, Beispiele von Rissen und Verwerfungen an Bauwerken, nebensächliche Bedeutung von Temperaturänderungen, Frost und Rosten der Stahleinlagen auf die Zerstörung von Beton, Nutzanwendung für genügendes Feuchthalten von Beton.

944. Verwitterung von Baustoffen im Industriegebiet. Von Regsbmstr. Claas, Essen. Deutsches Bauwesen 1925, Nr. 14, S. 127—129. Der Einfluß von Stein- und Braunkohlenrauch und Ruß, sowie von den Auspuffgasen der Kraftfahrzeuge. Insonderheit macht sich als Folge der Ruß- und Rauchbildung der Fabriken und des Hausbrandes eine erhebliche Steigerung des Gehaltes der Luft an Schwefeldioxyd, Salzsäure, Ammoniak, Kohlendioxyd und Kohlenoxydgas geltend. Von allen diesen wirken wegen der verhältnismäßig großen Mengen, in denen sie auftreten, unzweifelhaft am schädlichsten Schwefeldioxyd und Kohlendioxyd auf die Baustoffe allgemein und besonders auch auf den Baustein ein.

Baumaschinen und Förderanlagen.

945. Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahn-Linienführung. Von Dr. E. Czitary, Wien. Bautechnik 1925, Heft 33, S. 441—444 m. 8 Abb. Die Betriebssysteme der Standseilbahnen, ihre Vor- und Nachteile. Das Zweiwagensystem, die Ausgestaltungsmöglichkeiten des Vierwagensystems, der richtige Längenschnitt beim Zweiwagen- und Vierwagensystem.

Statik und Festigkeitslehre.

946. Die Wirkung des Windes auf die Brückenfahrbahn einer Hängebrücke unter Berücksichtigung der Schwingungen der Kabel. Von Pigeaud Génie Civil 1925, Band 87, Nr. 4, S. 83—85 m. 1 Abb. Verfasser untersucht für Hängebrücken den Einfluß des Windes auf die Kabel unter Berücksichtigung des Verhältnisses von Windträgerhöhe zur Brückenlänge.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

947. Umbau einer gußeisernen Bogenbrücke in eine Betonbogenbrücke. Von Major Johnstone-Taylor. (Concrete vom Mai 1925, S. 168 mit 3 Zeichn.) Eine 110 Jahre alte gußeiserne Bogenbrücke von 32 m Stützweite in Nord-Wales, deren äußere Erscheinung erhalten bleiben sollte, ist dadurch verstärkt worden, daß von den 5 Bogenrippen die beiden äußeren unverändert gelassen und die beiden nächsten so stark umbetoniert worden sind, daß die Betonbogen die ganze Brückenbelastung tragen können. Das alte Gitterwerk zwischen den Bogenrippen und der Fahrbahn ist ebenfalls einbetoniert worden, ebenso die mittelste Bogenrippe mit ihrem Netzwerk. Die neue Eisenbetondecke wird innerhalb der Fahrbahnbreite von 6 m, die dem Abstand der äußeren Bogenrippe entspricht, von Eisenbetonquerträgern gestützt und kragt über diese je 1,5 m für die Fußwege aus und trägt außen das alte Eisengeländer.

e) Eiserne Brücken.

948. Rheinbrücken. Von Geh. Baurat Dr.-Ing. e. h. Carstanjen, Biebrich a. Rh. V.D.I. 1925, Nr. 32, S. 1049—1056 m. 8 Abb. Historische Entwicklung. Im vierten Jahrhundert Bau zahlreicher Rheinbrücken durch die Römer. Stillstand während des Mittelalters. Seit dem 19. Jahrhundert Eisenbau. Entwicklung der Trägerformen und der gesamten schönheitlichen Ausgestaltung bis zur Gegenwart.

949. Hängebrücke über die Flußmündung des Trieux bei Lézardrieux (Côtes du Nord). Von Leinekugel le Cocq. Génie Civil 1925, Band 87, Nr. 1, S. 1—8 m. 11 Abb. u. 1 Tafel. Die Ausführungen behandeln den Ersatz einer alten eisernen Hängebrücke durch eine neue Hängebrücke, die im Gegensatz zu der früheren Konstruktion vollwandige Fahrbahnkonstruktion aufweist und im übrigen den erhöhten Verkehrslasten Rechnung trägt. Spannweite der Stromöffnung 60 m. Bemerkenswerte Montage unter Zuhilfenahme der alten Brücke. Ergebnisse der Probebelastung und Vergleich der Versuchsergebnisse mit den errechneten Durchbiegungen.

950. Die Verstärkung der Brücke über die Trisannaschlucht. Von Ministerialrat Ing. Fr. Roth. Org. f. d. Fortschr. d. E.-B. 1925, Heft 14, S. 281—286 m. 4 Abb. u. 2 Taf. Verstärkung des eisernen Halbparabeltragwerkes von 120 m Stützweite durch einen als Zugband wirkenden Gurt. Beschreibung der Montagearbeiten und einzelner Konstruktionseinzelheiten sowie des Absenkvorganges. Ergebnis des Belastungsversuches.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

951. Das projektierte Laboratorium für Wasserbau an der E. T. H. in Zürich. Von Prof. E. Meyer-Peter, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Band 86, Nr. 2, S. 15—21 m. 4 Abb. Nach einleitender Mitteilung der Vorgeschichte dieses Projektes wird dieses selbst näher beschrieben, und zwar in der Folge die Grundlagen, die allgemeine Einrichtung, die Niederdruck- und Hochdruckanlage, die Hilfsanlagen, wie Krane, Kies- und Sanddepot u. a. m., und Angaben über den Bau des Laboratoriums selbst.

952. Zur Kenntnis der Seeverdunstung im Hochgebirge. Von Dir. Dr. Maurer. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 5, S. 55—58 m. 4 Abb. Beschreibung der zur Ermittlung der Seeverdunstung ausgeführten hydrometrischen Messungen an den hochgelegenen Simplonseen. Die Verdunstung auf den hochalpinen Seen ist im allgemeinen kleiner als auf den Seen am Fuße der Alpen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

953. Die Großschiffahrtsstraße Rhein—Main—Donau. Historischer Rückblick und gegenwärtiger Stand der Arbeiten. Von Oberbaudir. Prof. Dantscher, München. Bauzeitung 1925, Nr. 27, S. 249—254 m. 13 Abb. Bauprogramm der Rhein—Main—Donau-A.-G. Die Staustufe Viereth als normaler Typ für die Kanalisierungsstufe mit Wasserkraftanlage. Das Projekt der Kachletstufe bei Passau und seine Ausführung.

954. Zur Frage einer Ruhrkohlenversorgung über den geplanten Neckarkanal. Von W. Erlenbach, Ludwigshafen a. Rh. Verkehrstechnik 1925, Nr. 31, S. 592—594. Die Ruhrkohlenversorgung Württembergs. Der geplante Neckarkanal. Seine Leistungsfähigkeit. Die Kosten der Verfrachtung von Ruhrkohlen über den geplanten Neckarkanal. Bedenken gegen die Wirtschaftlichkeit des Neckarkanals.

955. Die Bauwürdigkeit der zwischen dem Ruhrgebiet und den deutschen Seehäfen geplanten Kanalverbindungen. Technische Untersuchungen. Von Geh. Oberbaurat Tincauzer, Berlin. Werft-Reederei-Hafen 1925, Heft 14, S. 403—408 m. 1 Abb. Nach einleitenden Bemerkungen über die allgemeinen verkehrspolitischen Zusammenhänge zwischen Ruhrgebiet und Nordsee werden die wichtigsten der in Betracht kommenden geplanten Wasserstraßenverbindungen — Küstenkanal, Hansakanal, Verbindung über die kanalisierte Weser, über den Nord-Südkanal und über die Elbe — kurz beschrieben. Sodann werden die Ergebnisse der bezüglich der einzelnen Linien angestellten zusammenfassenden Untersuchung mitgeteilt unter Angabe der Kosten für Bau und jährliche Unterhaltungs- und Betriebskosten.

956. Rheinhäfen. Von Dassen, Mainz. V.D.I. 1925, Nr. 32, S. 1057—1063 m. 12 Abb. Nach einer Besprechung des Verkehrs auf dem Rhein und in den Häfen werden die Anlagen der Rheinhäfen und ihre Ausrüstung mit Umschlageinrichtungen und Hafenbahnen behandelt.

957. Vergrößerungs- und Verbesserungsarbeiten im Hafen von Neapel. Von Boudreaux, Génie Civil 1925, Band 86, Nr. 26, S. 621—624 m. 9 Abb. Nach einem geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung des Hafens und einer Beschreibung der letztbestehenden Hafenbauwerke werden die teils in der Ausführung begriffenen, teils noch im Entwurf vorliegenden Erweiterungs- und Verbesserungsmaßnahmen behandelt.

958. Die Rheinschiffahrt. Von Obering. R. Zilcher, Duisburg-Ruhrort. V.D.I. 1925, Nr. 32, S. 1065—1070 m. 28 Abb. Die Anfänge der Dampfschiffahrt werden geschildert und die verschiedensten Schiffsgattungen der neueren Zeit hinsichtlich Bauart, Leistungsfähigkeit und z. T. Wirtschaftlichkeit erläutert.

959. Versenkung eines Kanalauslaßrohres im Rhein. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Keppner. Ges. Ing. 1925, Heft 30, S. 373—377 m. 12 Abb. Der Versenkungsvorgang — ohne Verwendung von Absenkgerüsten — sowie die ihm zugrundeliegenden Berechnungen und Modellversuche werden eingehend beschrieben. Das an Land fertig montierte, 140 m lange Rohr von 2 m Dmr. wurde schwimmend an die Absenkstelle geführt, dort unter Berücksichtigung des dem Flußprofil entsprechenden Rohrknickes nach schwierigen Belastungsmaßnahmen in seine richtige Lage gebracht; anschließend Sicherung des Rohres im Flußbett durch Taucher.

960. Herausnehmbares Schleusenklapptor. Von Volk. Greiff, Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 31, S. 377 m. 4 Abb. Um den dem Klapptor eigenen Nachteil, daß seine Drehachse mit ihrer Lagerung dauernd unter Wasser liegt, zu beheben, schlägt Verfasser eine neue Anordnung vor, nach der die Lager des Tores unbefestigt auf den Torboden gesetzt und in dieser Lage durch schräge und senkrechte Druckstangen festgehalten werden, die durch Feder oder Hebel ein Lösen des Tores bewirkt und damit ein Herausnehmen des Tores mit dem Lager zum Nachsehen aus dem Wasser gestattet, ohne den Torboden trockenlegen zu müssen.

961. Schiffahrtsschleusen im Bergbaugebiet. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Stecher, Essen. Deutsches Bauwesen 1925, Nr. 14, S. 120—122 m. 3 Abb. Es werden kurz die Maßnahmen erörtert, die an den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals zum Schutz gegen Einwirkungen des Bergbaues — lotrechte Senkungen, wagerechte Zerrungen und Schrägstellungen — getroffen wurden, sowie diejenigen, die auf Grund der am Rhein-Herne-Kanal gemachten Erfahrungen für die im Bau befindlichen Schleusen bei Duisburg und im Kanal Wesel—Datteln in Aussicht genommen sind.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerung usw.

962. Moderne Dachwehranlagen. Von Ing. Dr. A. Läufer, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 29/30, S. 263—265 m. 4 Abb. Die Wehranlage Göstling des Opponitzer Kraftwerkes der „Wag“ am Ybbsflusse und die Wehranlage Gratwein der Papierfabrik Leykam-Josefstal an der Mur werden beschrieben. Die erstere zeichnet sich durch eine besonders vollkommene Automatik aus. Ein Wehrfeld erfüllt die Aufgabe, auch die kleinsten Tages- und Stundenschwankungen des Wasserspiegels, welche durch den Wechsel der zufließenden Wassermengen, durch Pulsation usw. bewirkt werden, selbsttätig auszugleichen.

963. Der neuzeitliche Talsperrenbau. Von Ing. Dr. J. Ornig, Graz. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 29/30, S. 254—260 m. 3 Abb. Aufgabe der Hochgebirgsspeicher, ihre Einteilung mit Rücksicht auf die Verbundwirtschaft, Gütegrade. Ausführungsbedingungen und Gefahren wie Geologie, Dichtung, Auftrieb, Temperatur, Schwinden, Geschiebe und Erdbeben. Austührungsfragen, wie Wasserableitung, Baustoffe, Baueinrichtung, Typen, Schwergewicht, Sparräume, Trockenmauer, Ambursen, Mehrfach- und Einzelgewölbe. Neue Vorschriften.

964. Die Talsperre von Sautet am Drac (Isère) und die durch sie veranlaßte Regulierung des Drac. Von Dusangey, Génie Civil 1925, Band 87, Nr. 1, S. 12—17 m. 9 Abb. Beschreibung der geographischen, hydrologischen und topographischen Lage des gesamten Projektes. Leistungsvermögen des Staubeckens. Querschnittsermittelung der Staumauer. Verhütung der Versandung und Verschlammung des Staubeckens. Kostenermittelung. Vergleich mit dem Talsperrenprojekt Wäggital.

965. Ausnutzung des Gefälles zwischen Mittelländischem Meer und Totem Meer zur Energiewirtschaft, Bewässerung und Errichtung eines Binnenschiffahrtskanals in Palästina. Von E. Imbeaux. Génie Civil 1925, Band 87, Nr. 4, S. 92—93 m. 2 Abb. Es wird das Projekt beschrieben und die zu erwartenden Leistungen der Wasserstraßennutzung, der Länderberieselung und des Kanals kurz angegeben.

966. Das Spullerseekraftwerk der Österreichischen Bundesbahnen. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 29/30, S. 249—254 m. 9 Abb. Konstruktionsbeschreibung der beiden Sperren des Spullerseewerkes, des Einlaufbauwerkes, Wasserschlosses, des Maschinenhauses und der Druckrohrleitung.

967. Beitrag zur statischen Berechnung von Druckleitungs-Festpunkten. Von Ing. O. Herz, Bandoeg, Java. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 29/30, S. 260—263. Die Ausführungen sollen die wichtigsten statischen Verhältnisse an einem Druckleitungsfestpunkte in neuer und anschaulicher übersichtlicher Art behandeln, so daß mit ihrer Hilfe die praktische Bewältigung aller einschlägigen Aufgaben mit einem für die meisten Zwecke genügenden Grade von Genauigkeit in bequemer Weise und ohne den Gebrauch von besonderen Hilfsmitteln möglich ist.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

968. Steinbrüche im Eigenbetrieb der Bauverwaltung. Von Oberbaurat Kitiratschky, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1925, Heft 31, S. 594—596. Es werden die Vorteile der Einwirkung staatlicher Steinbrüche besprochen. Auf Grund der in staatlichen Betrieben gemachten Erfahrungen wird gezeigt, welchen Einfluß der Kauf- oder Richtpreis, die Betriebsform, die Betriebsleitung, die sachlichen Aufwendungen und technischen Einwirkungen, die Arbeiterlöhne und die Art des Verkaufs auf die wirtschaftlichen Ergebnisse haben.

Straßenbau.

969. Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues. Vortrag d. Geh. Regs.-Rats Prof. Dr.-Ing. Brix. Zement 1925, Nr. 30, S. 636—640. Verfasser berichtet über seine Studienreise nach Amerika und Teilnahme am internationalen Städtebaukongreß in New York. Zusammenfassung der an die verschiedenen Straßenbefestigungen zu stellenden Forderungen und der mit ihnen bisher gemachten Erfahrungen.

970. Das Vibrationsverfahren bei der Herstellung von Betonstraßen. Von A. Antoine. Génie Civil 1925, Band 87, Nr. 5, S. 108—109 m. 4 Abb. Es wird das bei der Herstellung von Betonstraßen in den Vereinigten Staaten angewandte Vibrationsverfahren beschrieben.

971. Die Beanspruchungen der Straßen durch die Kraftfahrzeuge. Von Dr.-Ing. Schaar, Altona. Zement 1925, Nr. 30, S. 642—647 u. Nr. 31, S. 659—663 m. 18 Abb., Fortsetzungen. Ermittelung der von den Rädern auf die Straßendecke ausgeübten Schubkräfte. Der Trieb- und Rollwiderstand der Laufräder. Die Wirbelkräfte und die Stöße.

972. Amerikanische Normen für den Betonstraßenbau. Zement 1925, Nr. 30, S. 640—642, Schluß. Es werden die für die Ausführung der Straßen vorgeschriebenen Schutzmaßnahmen und die Vorschriften für die zweischichtige Bauweise aufgeführt.

973. Der Straßenbau in Belgien. Ciment, Nr. 6, S. 223 bis 237 m. 4 Abb. Bericht einer Straßenbaukonferenz der Société des Ing. d. France. Straßenunterhaltung, -befestigung; die Abnutzung der Straßendecke, Formeln für den wirtschaftlichen Vergleich von Straßenbefestigungen vom Standpunkte der Verwaltungsbehörde, Anwendungsbeispiele. Der Standpunkt der Fahrzeugbesitzer. Richtlinien für die Unterhaltung und Ausführung von Straßen.

Eisenbahnbau und -betrieb.

974. Grundlagen für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit betrieblicher Maßnahmen im Zugförderungsdienst. Von Dr.-Ing. I. H. Müller, Elberfeld. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 30, S. 483—487, Nr. 31, S. 498—504 m. 5 Abb. Zweck der Untersuchung, die für diese erforderlichen Unterlagen, Entwicklung einiger Grundgleichungen, Angaben über Mengen-, Geld- und Zeitwerte, Lokomotivkosten, Anwendung der Grundgleichungen für bestimmte Lokomotivgattungen und Wagenzüge, bei bestimmter Personalbesetzung, bei Verwendung einer bestimmten Kohlensorte, zur Berechnung virtueller Längen für die Zugförderungskosten, für die Berechnung der Zugförderungskosten auf zusammengesetzten Verkehrslinien. Beispiele für die Nutzanwendung des Verfahrens.

975. Grenzen der Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Verschiebebahnhöfe durch Anwendung mechanischer Einrichtungen (moderne Rangiertechnik). Von Reichsbahnoberrat A. Wöhrl, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 14, S. 288—290 m. 2 Abb. Der Gefällbahnhof Nürnberg wird hinsichtlich der Grenzen der Erhöhung der Leistungsfähigkeit mittels den bisher vorgeschlagenen und vorläufig als brauchbar erwiesenen Mitteln der neueren Bremstechnik einer näheren Untersuchung unterzogen.

976. Über den Aufbau und Charakter der Kosten von Eisenbahnbetrieben. Von Dipl.-Ing. A. Walther, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Band 86, Nr. 3, S. 29—33, Schluß v. S. 7 m. 3 Abb. Abschließend behandelt Verfallser die kostentheoretischen Grundlagen der Tarifgestaltung. Für den Eisenbahnbetrieb gilt das gleiche, wie für die ganze Industrie: Das Kostenproblem ist dynamischer, nicht statistischer Natur, denn die Produktionseinheitskosten sind eine Funktion des Beschäftigungsgrades.

977. Schranken an Wegübergängen. Von Reichsbahnrat Dr. Fischl, Regensburg. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 32, S. 910—911. Es wird der hohe Anteil der Schrankenbedienung an den Betriebskosten erörtert und für eine Beseitigung der Schranken in weitem Maße eingetreten.

978. Tätigkeit der Ausschüsse für Angelegenheiten des Güterverkehrs und des Personenverkehrs des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 32, S. 911—913. Die Umarbeitung des Vereinsbetriebsreglements (VBR.), das Übereinkommen zum VBR., Richtlinien für Zulassung, Behandlung und Beförderung der Privatwagen im internationalen Verkehr. Vereinskilometerzeiger unter Zugrundelegung der Tarifkilometer. Ablieferungsnachweise über aufgegebene Güter. Umarbeitung des Fahrgelderstattungsübereinkommens. Die gemeinsamen Abfertigungsvorschriften.

979. Betriebstechnisch richtige und wirtschaftliche Bahnbeleuchtung. Von Betriebsing. F. Amling, Frankfurt a. M. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 14, S. 290—292 m. 5 Abb. Es wird auf die Mängel der jetzt überwiegend vorhandenen breitstrahlenden Beleuchtungsart hingewiesen und mit Nachdruck für schnelle, restlose Einführung neuzeitlicher, blendungsfreier Leuchten, der sogenannten „Tiefstrahler“ oder auch „Schirmstrahler“ eingetreten.

980. Laufschienen und Randauflager für Drehscheiben und Schiebebühnen. Von Reichsbahnoberrat A. Wöhrl, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 14, S. 286—287 m. 7 Abb. Zwecks Herstellung einer elastischen Lagerung der Lokomotivdrehscheiben schlägt Verfasser vor, die Laufkränze der Drehscheiben auf Eichenholzschwellen mit starken Unterlagsplatten zu legen und einige dieser Schwellen mit dem Betonfundament zu verankern, damit die Laufschienen, die nie genau in einer Ebene gebogen sind, nach unten in die Horizontale angezogen werden können.

Hier abtrennen

981. Entwässerung und Sicherung von Querschwellen durch Schlackenbetonunterbau. Von F. Surleau. Ciment 1925, Nr. 6, S. 221—222 m. 2 Abb. Die beschriebene Schwellen- bzw. Schienensicherung soll die größeren Zuglasten besser auf den Unterbau verteilen und die höheren Geschwindigkeiten berücksichtigen. Gleichzeitig soll der Vorteil der leichteren und billigeren Unterhaltung damit verbunden werden.

982. Die neuen Signalvorschriften der österreichischen Bundesbahnen. Von Ministerialrat Fr. Bazant, Wien. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 32, S. 908—909. Verfasser gibt zunächst eine geschichtliche Übersicht über die Entwicklung der neuen Vorschriften und führt anschließend bemerkenswerte Einzelheiten der neuen Vorschriften an.

983. Das Einheitsstellwerk. Von Abtlgsdir. a. D. Dr.-Ing. e. h. Hentzen. Zeitschr. f. d. ges. E. B.-Sicherungswes. 1925, Nr. 9, S. 65—71, Nr. 10, S. 73—79 m. 20 Abb. Fortsetzungen. Der End-Signalantrieb. Die Vorrichtung zum Kuppeln des zweiten und dritten Signalflügels. Zusatzeinrichtungen am Hauptsignal, elektrische Flügelkuppelung, Flügelstromschließer, Flügelbremsen, Signalflügelsperre.

984. Russische Kraftdraisinen und Motorlokomotiven. Von Dipl.-Ing. W. Jemtzeff, Berlin-Borsigwalde. Verkehrstechnik 1925, Heft 31, S. 596—598 m. 4 Abb. Es wird die Bauart einiger neuer russischer Kraftdraisinen und Motorlokomotiven beschrieben.

985. Umbau des Bahnhofs von Rouen; Rive Droite. Von Poisson. Ciment, 1925, Nr. 7, S. 254—272 m. 14 Abb. Bemerkenswerte Bodenverhältnisse auf dem rechten Ufer der Seine, ungleiche Setzungen. Beschreibung der alten Bahnhofsanlagen, der beiden in der Ausführung stehenden Straßenbrücken, der neuen Bahnhofsanlagen, Konstruktionsbeschreibungen, statische Berechnung eines Bogenbinders der Bahnhofshalle.

986. Betriebsergebnisse der fünf großen Eisenbahngesellschaften in Frankreich im Jahre 1924. Revue Générale d. Ch. d. F. 1925, Juli, Nr. 1, S. 42—66. Trotz steigender Belastung durch Anleihen und vermehrter Ausgaben schreitet die Besserung der Finanzlage seit der Umstellung in der Leitung der Eisenbahnen unentwegt fort. Es wird eine Übersicht der einzelnen Kapitel wiedergegeben.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

987. Ungewöhnliche Bauart von Eisenbetonbehältern. Von Warren Travell, Chefingenieur der Portlandzementfabriken Colton (Kalifornien). (Concrete vom Mai 1925, S. 166—168 m. 5 Abb.) Zur vollen Ausnutzung der Zugfestigkeit des Stahles der Ringbewehrung und zur Ausschließung von Zugspannungen im Beton wurden bei 3 neuen Ölbehältern von rd 30 m Dmr. und 5 m Höhe die wagerechten Bewehrungsstahldrähte von 23 bis 14 mm Stärke, die bei voller Füllung 1100 kg/cm² Zug erhalten, mit rd 900 kg/cm² vorgespannt. Sie wurden dazu auf die fertige Ringwand gelegt und gleichmäßig durch Spannschlösser an den Stoßstellen angezogen und darauf durch zwei Lagen Spritzbeton dicht eingebettet.

988. Die Verwendung von Betonwaren beim Ausbau der Vorfluter im Emschergebiet. Von Obering. Dipl.-Ing. v. Bülow, Essen. Deutsches Bauwesen 1925, Nr. 15, S. 135—140 m. 7 Abb. Auskleidung der Abwasserleitungskanäle mit Betonplatten zur Erzielung glatter Sohlenflächen. Es werden die in den vergangenen 20 Jahren mit diesen Betonwaren gesammelten Erfahrungen besprochen und festgestellt, daß sich die Auskleidung der Bäche mit Sohlschalen und Seitenplatten sehr gut bewährt hat.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

989. Um- und Erweiterungsbau einer Großmaschinenbauhalle auf der Werft Kiel der Deutschen Werke A.-G. Von Geh. Reg.-Rat Prof. Franz, Charlottenburg. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 16, Konstruktion und Bauausführung, Nr. 16, S. 121—127 m. 14 Abb. Vergrößerung zweier nebeneinanderstehender Hallen durch Umbau zu einem einheitlichen Ganzen, sowie durch einen sich über die Gesamtfront der Hallen erstreckenden Anbau. Der Entwurf und die Bauausführung, im besonderen die Montage der Eisenkonstruktionen werden eingehend geschildert.

989a. Die maschinellen Einrichtungen der Eisenhüttenwerke. Von Prof. H. Hoff, Aachen. V.D.I. 1925, Nr. 31, S. 1013—1022 m. 22 Abb. Die überragende Bedeutung der Eisenindustrie am Niederrhein. Die Beschickungsanlagen der Hochöfen. Lösch- und Verladeeinrichtungen der Koksöfen. Die Reinigung des Hochofengases. Die Lokomotiven und Eisenbahnwagen. Kippvorrichtungen von Roheisenmischern. Die Hebezeuge der Stahl- und Walzwerke. Neuere Kant- und Verschiebeapparate an Walzenstraßen. Stabeisenstraßen mit Schleppwalzenantrieb. Die Kraftanlagen der Hüttenwerke.

990. Nomogramm für die Nietberechnung bei Eisenbahnbrücken. Von Regsbmstr. R. Jacki, Erfurt. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 30, S. 359—360 m. 2 Abb. Verfasser teilt die Aufstellung einer neuartigen Flächentafel mit, die sich auf dem sogenannten Flächenrechteck aufbaut. Die Berechnungen auf Abscheren und Lochleibung lassen sich mit einer einzigen Tafel erledigen. Neben der Zeitersparnis hat das Verfahren den Vorteil, die gegenseitige Abhängigkeit der vier Größen F, d, η u. Z deutlich zu erkennen zu geben.

Holzbau.

991. Konservierung von Holzmasten. Von Ing. A. Michl. Zeitschr. d. Österr. I. u. A.-V. 1925, Heft 29/30, S. 265—267 m. 1 Abb. Beschreibung des Cobra-Holzimprägnierverfahrens; Impfung der Holzmaste nur innerhalb 30 cm über und 80 cm unter Tag. Es erfolgt die Impfung an frischgeschlagenen Hölzern, wie an bereits eingebauten Masten und dort auch an solchen, die bereits stellenweise von der Fäulnis angegriffen sind.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

992. Wirtschaft und Städtebaugesetz. Von Verbandsdir. Dr. Schmidt, Essen. Deutsches Bauwesen 1925, Nr. 14, S. 122—124. Verfasser erörtert die Abhängigkeit von Wirtschaft und Städtebau. Erstere muß die Grundlage des letzteren sein. Die städtebauliche Entwicklung im Ruhrkohlenbezirk als Vorbild für ein neues preußisches Städtebaugesetz. Entwurf desselben. Die von den Fachverbänden, insbesondere von den technischen Oberbeamten deutscher Städte angenommenen Forderungen.

993. Neuere Anlagen für die Wassergewinnung und Wasserreinigung im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet. Von Obering. A. Konrad, Essen. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 31, S. 369—373 m. 13 Abb. Die Rheinwassergewinnungsanlage der Duisburger Kupferhütte. Gegenkaminkühler System Balke zur Wiedergewinnung von Reinwasser durch Verflüssigung der Abdämpfe. Anlagen zur Klärung von Betriebswasser zwecks Wiederverwendung.

994. Beregnungsanlagen. Von Regsbmstr. Fr. Krauß, Eßlingen. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 31, S. 481—483 m. 4 Abb. Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung der Beregnungsanlagen behandelt Verfasser ausschließlich die Feldberegnung und in deren Zusammenhang die Rückwirkung der Düsen, nach Zahl und Durchmesser, kurz Wassermenge, auf den Rohrdurchmesser und die Kupplung.

995. Die Verwertung städtischer Abfälle. Arbeiten des von der Vereinigung Technischer Oberbeamter deutscher Städte eingesetzten Ausschusses zur Prüfung der Frage nutzbringender Gestaltung der Städtereinigung. Von Stadtbaudir. Prof. Dr.-Ing. Heilmann, Dresden. Ges.-Ing. 1925, Heft 31, S. 381—384. Verfasser gibt den Wortlaut eines mit Zustimmung des Deutschen Städtetages vom Ausschuß an sämtliche deutsche Städte mit 25 000 Einwohnern und mehr versandten Fragebogens, der Aufschluß geben sollte über den Umfang und die Art der bisherigen Verwertung städtischer Abfälle und teilt zusammenfassend das Ergebnis der Rundfrage mit.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

996. Der Berliner Stadt-, Ring- und Vorortverkehr im Jahre 1924. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Jänecke, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 31, S. 589—592 m. 3 Abb. Entwicklung des Stadt-, Ring- und Vorortverkehrs im Jahre 1924, Vorteile der Elektrisierung der Bahnen.

997. Gegenstände und Methoden der Straßenverkehrsaufnahmen. Von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Haller, Stuttgart. Dtsch. Bztg. 1925, Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 16, S. 127—128. Wiedergabe des Tagungsergebnisses des Advisory Board on Highway Research in Washington. Die notwendigen zahlenmäßigen Unterlagen technischer und wirtschaftlicher Art. Kosten der Verkehrsaufnahmen. Typischer Organisationsplan für Straßenverkehrsaufnahmen. Erforderliche Ausrüstung. Aufzuzeichnende Daten. Formen der Aufnahmeberichte.

Hier abtrennen

998. Die Garagenausstellung in München und die Garagenfrage in Deutschland. Rückblick und Ausblick. Von Dr.-Ing. G. Müller, Berlin-Lankwitz. Vortrag geh. auf d. dtsch. Verk.-Ausstllg. München. Sonderabdruck aus Nr. 29 d. Allgemeinen Automobil-Zeitung, Berlin 1925, Verlag Klasing &. Co. Beschreibung der Ausstellungen des Deutschen Automobilhändler-Verbandes auf der Verkehrsausstellung und der verschiedenen Garagenarten und der ihnen zugrunde liegenden Gesichtspunkte; Betriebsorganisation von Großgaragen.

Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

999. Stadtbaupläne und Flächenaufteilungspläne im Ruhrgebiet. Von Dr.-Ing. Rappaport, Essen. Siedlungsverband Ruhrkohlenbezirk. Deutsches Bauwesen 1925, Nr. 14, S. 124—127. Maßgaben für die Aufstellung eines Nutzungs- bzw. Flächenaufteilungsplanes. Berücksichtigung der Verkehrsgrundlagen im Zusammenhang mit den Industrieanlagen, ferner der Grün- bzw. Freiflächen und Wohngebiete. Kritik am neuen preußischen Städtebaugesetz.

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

1000. Eisenbahn und Wegerecht. Ein Beitrag zu § 39 des Reichsbahngesetzes. Von Reichsbahnrat Dr. Ottmann, Elberfeld. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 31, S. 876—882. Das Verhältnis der Eisenbahn zur Straße. Wesen und Inhalt des Wegeveränderungsrechtes. Die Rechtsentwicklung bis zum Reichsbahngesetz. Die Rechtslage nach dem Reichsbahngesetz.

1001. Hat sich durch die Umgestaltung der Deutschen Reichsbahn an dem Charakter ihrer Urkunden etwas geändert? Von Reichsbahnass. Dr. Kratz, Frankfurt a. M. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 32, S. 906—907. Verfasser behandelt die Frage, ob den Urkunden der Reichsbahngesellschaft ohne weiteres der öffentliche Charakter zugesprochen werden kann, und führt als Beispiel die gerichtliche Entscheidung über den privaten Charakter der Fahrkarte an, die von besonderer Bedeutung für die bisher den Staatsbahnen zustehenden Rechte und Befugnisse ist.

1002. Die Frachtbelastung für Eisen in der Vor- und Nachkriegszeit. Von F. Baare, Syndikus d. V. D. E. u. St.-I., Berlin. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 32, S. 1348—1357 m. 5 Abb. Vervielfachung der Frachtbelastung infolge der Tarifänderungen in der Nachkriegszeit. Die Frachtlage für die deutsche und ausländische Eisenindustrie. Die ungünstigeren Herstellungsbedingungen der deutschen Eisenindustrie gegenüber Frankreich, England, Belgien-Luxemburg und den Vereinigten Staaten von Amerika. Starkes Ansteigen der Frachtbelastung in der Nachkriegszeit. Der Rückgang der Eisenausfuhr mit eine Folge der hohen Frachten. Die Belastung der Eisenindustrie durch Steuern, Soziallasten, Reparationsverpflichtungen und Frachten. Hemmend wirkende Frachtbelastung der Eisen verarbeitenden Industrie, des Maschinenbaus, Eisenbaus, Fahrzeug- und Lokomotivbaus. Unterbindung des Wettbewerbs deutscher Eisen- und Stahlerzeugnisse infolge der erheblich niedrigeren Frachten des Auslandes.

1003. Wirtschaftliche Notwendigkeiten für das Eisenbahnwesen im Spiegel der Gesamtwirtschaft. Von Dr. Landberg, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. Verwaltg. 1925, Nr. 32, S. 903—905. Die Bedeutung der Brennstoff-, Energie- und Wärmewirtschaft im Rahmen der gesamten Energiepolitik. Die Gewinnung, Verarbeitung und Fortbewegung der Stoffe, sowie die Bewirtschaftung der Stoffe und Energien sind maßgebend für die Gestehungskosten und die Güte der Erzeugnisse. Das Haushalten mit begrenzten Vorräten an Naturschätzen und der Spielraum an Zeit und Geld als Komponenten der kulturellen Entwicklung.

Kunst im Ingenieurwesen. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Sonstiges.

— — — —

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1004. Die Dehnungsverhältnisse des hochwertigen Betons. Von Dr. F. Emperger, Wien. Beton u. Eisen 1925, Heft 15, S. 252—254. Verfasser macht auf die geringe Dehnungsfähigkeit des hochwertigen Beton, sei es aus Portlandzement oder Schmelzzement, aufmerksam, die keine volle Ausnutzung der Bewehrung gerade dort ermöglicht, wo die statische Hilfe des Eisens am meisten in Betracht kommt. Es werden ferner die Ergebnisse englischer Versuche wiedergegeben, die von der Baukommission in London mit Schleuderbetonröhren ausgeführt worden sind.

1005. Die neuen italienischen Vorschriften über hydraulische Bindemittel und Bauwerke in Eisenbeton. Von Ing. Gotthard Escher, Mailand. Beton u. Eisen 1925, Heft 16, S. 265—266. Die wiedergegebenen Normen für Zement enthalten im wesentlichen dasselbe wie die deutschen Normen. Abweichungen beziehen sich mehr auf die Prüfungsmethoden. Bei den Vorschriften für Eisenbeton verhält es sich ähnlich. Die geringen Abweichungen werden wiedergegeben.

1006. Dichtung von Betonbauten. Von Bauamtmann H. Klein, München, Mittlere Isar A.-G. Wasserkraft 1925, Nr. 16, S. 263—268 m. 2 Abb. Es werden die Anwendungsgebiete der verschiedenen Dichtungsarten, soweit sie in der Literatur häufig Besprechung gefunden haben, auf Grund ihrer spezifischen Eigenschaften behandelt. Dichtung in der Herstellung eines dichten Betonkörpers. Einfluß und Wert hydraulischer oder kolloider Zuschläge, sowie von ganz feinen Sanden, Steinmehl, Tuffmehl und Lehm, ferner Seifen und Seifenemulsionen. Flächendichtung durch Vorsatzbeton, wasserdichten Zementputz, Maschinen-(Torkret)-putz, armierten Putz, Zementestrich, Zementschlempe, Anstrichmittel.

1007. Zur Charakteristik der Bausande. Von Ing. Dr. K. Terzaghi, Konstantinopel. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-V. 1925, Heft 33/34, S. 292—294 m. 2 Abb. Bei der Untersuchung der Beschaffenheit des Sandes ergeben sich so viele Kombinationen hinsichtlich der Form, der Oberflächenbeschaffenheit, der Korngröße, daß für die Bestimmung der Eignung des Sandes als Bausand nur vereinfachte Verfahren Anwendung finden können. Verfasser gibt deren zwei an; das eine beruht auf der Ermittlung im Versuchswege des Einflusses der Veränderung nur eines Faktors unter Konstanthaltung aller anderen, bei dem zweiten begnügt man sich mit der Feststellung der Gesamtwirkung aller Faktoren.

1008. Die Verwertung der Ölschieferlager von Degerhamm (Oeland, Schweden) zur Herstellung hydraulischer Bindemittel. Von Dr. Fr. Killig, Degerhamm. Zement 1925, Nr. 32, S. 670—673, Nr. 33, S. 689—691 m. 29 Abb. Fortsetzung. Wirtschaftlichkeit des Schachtofenbetriebes gegenüber dem Feldofenbetrieb. Verwendung von Schiefer als Brennmaterial unter Kesseln. Beschreibung der Schieferkesselanlage und der Schieferbrechanlage in Degerhamm. Betriebsführung. Schiefergewinnung nach dem Bergh-Larssonschen Verfahren. Die Verwendung von Schieferasche als Zuschlag zu gebranntem und gelöschtem Kalk. Schieferasche von den Schachtöfen, von den Dampfkesselfeuerungen und ausgelaugte Schieferasche vom Alaunwerk.

1009. Anstrich und Anstrichfarben in Gaswerken. Mittlg. a. d. Gaswerk Stuttgart. Von Dr.-Ing. R. Mezger. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 33, S. 509—513. Einleitend werden die bei Eisenbauten in Gaswerken zu verwendenden Anstrichfarben und die an letztere zu stellenden Anforderungen erörtert, anschließend die für die Wirtschaftlichkeit von Farbanstrichen maßgebende Haltbarkeit der Farbe an Hand graphischer Darstellungen, ferner die Auswahl von Farbe, Binde- und Verdünnungsmittel für Ölfarbanstrich und bituminöse Anstriche behandelt.

Baumaschinen und Förderanlagen.

1010. Neuerungen auf dem Gebiete der Betoneisenbearbeitung. Von Obering. F. Lange, Düsseldorf. Beton u. Eisen 1925 Heft 16, S. 263—265 m. 7 Abb. Es werden die Neuerungen an der maschinell betriebenen Betoneisenbiegemaschine „Rekord“ und die hieraus folgenden Nutzanwendungen für den Eisenbetonbau beschrieben.

1011. Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahnlinienführung. Von Ing. Dr. E. Czitary, Wien. Bautechnik 1925, Heft 34, S. 456—459 m. 10 Abb. Schluß a. Heft 33. Aus den angeführten Beispielen wird die Gültigkeit des Additionsgesetzes der Teillängenschnitte auch bei nicht vollkommener Erfüllung seiner Gültigkeitsbedingungen, zumindest zur angenäherten Profilbestimmung entwickelt. Anschließend wird die Linienführung des Vierwagensystems, des näheren die allgemeine Anordnung von Doppelstandseilbahnen und die Gestaltung der Teilstrecken des Vierwagensystems und die Entwurfsfassung behandelt.

Statik und Festigkeitslehre.

1012. Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern. Von Dr. techn. Ing. Fritzsche, Prag. Bautechnik 1925, Heft 35, S. 465—467, Heft 36, S. 483—485 m. 3 Abb. Unter Voraussetzung des elastischen Bereiches wird die Knickung in der Ebene des Tragwerkes untersucht, da sich nur in diesem Falle die Besonderheiten des Stabilisierungsproblems, hervorgerufen durch die Krümmung der Stabachse und die Bogenlagerung, wesentlich bemerkbar machen, und zwar wird die Untersuchung durchgeführt am Zweigelenkbogen, am eingespannten Bogen und Dreigelenkbogen.

1013. Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen. Von Privatdozent Dr. Fritsche, Prag. Beton u. Eisen 1925, Heft 15, S. 247—249 m. 4 Abb. Es wird nochmals der Flensburger Unfall zum Gegenstand weiterer Untersuchungen über die prinzipielle Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen gemacht. Wird beim Ausrüsten mit der Absenkung im Bogenviertel begonnen, so entstehen am durchlaufenden Träger in der Nähe der Viertelpunkte sehr ungünstig wirkende Biegungsmomente.

1014. Beiträge zur Pilzdeckentheorie. Von Dr.-Ing. P. Neményi, Stockholm. Beton u. Eisen 1925, Heft 15, S. 243—247 m. 5 Abb. Die richtige Ermittlung des Leweschen entlastenden Säuleneinspannmoments bei Belastung durch eine Streifenlast. Über die Möglichkeit, Pilzdecken als elastische Flachgewölbe zu berechnen. Die amerikanischen Pilzdeckenbestimmungen. Ermittlung des entlastenden Gewölbeschubes bei gleichmäßiger Belastung.

1015. Wirtschaftliche Anordnung der Träger bei Überdeckung rechteckiger Räume. Von Ing. F. Faltus, Wien. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-V. 1925, Heft 33/34, S. 289—292 m. 2 Abb. Verfasser gibt die Lösung der Aufgabe, bei festgelegter Entfernung und Zahl der Träger, die unmittelbar die Decke tragen, die Zahl der Unterzüge bei einem Kleinstmaß an Baustoffaufwand zu ermitteln, wobei das Gewicht eines Trägers als Funktion seines Größtmomentes dargestellt wird.

1016. Hilfstafeln zur Berechnung des Balkens über drei uugleichen Öffnungen. Von Prof. Dr.-Ing. Kammer, Darmstadt. Beton u. Eisen 1925, Heft 16, S. 260—263 m. 6 Abb. Schluß a. Heft 14. Anschließend wird der Einfluß der beweglichen Streckenlast nach den Hilfstafeln an Beispielen ermittelt.

1017. Die Knickberechnung und die preußischen Bestimmungen vom 25. Februar 1925. Von Oberbaurat Prof. a. D. Möricke, Stuttgart. Bauzeitung 1925, Nr. 29, S. 270—272 m. 1 Abb. Es wird die Berechnung der Druckstäbe nach dem „ω-Verfahren" besprochen und gegen den Nachweis der ideellen Spannung, statt des Nachweises des Knicksicherheitsgrades, sowie gegen den Maßstab der wandelbaren Streckgrenze nur für Druckstäbe, dagegen den der feststehenden Zugfestigkeit für Zugstäbe Stellung genommen. Ferner wird der Verlauf der σ_k-Linie im Vergleich zu den Tetmajer- und Euler-Formeln behandelt.

1018. Zur Frage der bildsamen Formänderung. Von Dr.-Ing. H. Preußler, Gerlafingen. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 34, S. 1422—1428 m. 17 Abb. Mittlg. aus dem Walzwerkausschuß des Vereins deutscher Eisenhüttenleute. Reine Formänderungsarbeit und ideales Formänderungsgesetz. Einfluß der Preßflächenreibung. Gesetz des kleinsten Widerstandes. Fließscheiden. Reibungsstauchgesetz. Zwischenformen. Bildsamkeit und Formbildung. Umlagerungen. Stoffverdichtung und -auflockerung. Kraftbedarf. Anwendung der Erkenntnis auf Schmiede-, Preß- und Walzvorgänge. Breitung, Voreilung und Rückstand. Ziehen.

1019. Zur Auswertung der Kerbschlagbiegeprobe. Von Dr.-Ing. F. Laszlo, Mülheim, Ruhr. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 34, S. 1413—1422 m. 7 Abb. Mittlg. aus dem Werkstoffausschuß des Vereins deutscher Eisenhüttenleute. Kritische Besprechung neuerer einschlägiger Arbeiten, welche schon die sonstigen in- und ausländischen Versuchsergebnisse berücksichtigen bzw. verwerten.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

1020. Einrichtungen, Hilfsmittel und Erfahrungen bei beschleunigten Brückenumbauten. Von R. B. Betriebsing. A. Berg, Hersfeld. Bautechnik 1925, Heft 36, S. 477—482 m. 8 Abb. Gegenstand der genannten Erörterungen bilden die zahlreichen Überbrückungen und Flutöffnungen der Haune zwischen Marbach und Hersfeld, sowie die Fuldabrücken bei Hersfeld und Blankenheim. Es werden die Ursachen und die Art der Brückenmängel, die sich bei älteren Eisenbauten wiederholenden Fehler, die Umbauten selbst, die Vorbereitung der Bauarbeiten, vorbeugende Maßnahmen, Verwendung von Hilfsbrücken und hochwertigen Baustoffen behandelt. Wahl der Transportmittel. Zusammenstellung einzelner Bauvorgänge.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

1021. Einfluß der Gleiskrümmung auf die Durchbiegung der Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken. Von J. Hailer, Erfurt. Bautechnik 1925, Heft 35, S. 471—473 m. 6 Abb. Die Durchbiegung der Hauptträger unter dem Einfluß der Gleiskrümmung wird untersucht beim vollwandigen Hauptträger und bei Fachwerkbrücken. Bei beiden ergeben sich für den inneren Hauptträger größere Durchbiegungen als für den äußeren.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1022. Über die Eisbildung und den Wärmehaushalt der Gewässer. Von Oberregs.- u. Baurat Seifert, Berlin. Zentralbl. d. B. 1925, Nr. 33, S. 397—399. Die Ausführungen enthalten teilweise Berichte aus Kanada und Rußland. Von deutscher Seite sind beim Eisbrechen, besonders auf der Weichsel, manche wertvolle Beobachtungen gemacht worden. Planmäßige Feststellungen sind auch von der Oder bekannt. Es wird zum Verständnis der Erscheinungen auf die allgemeinen physikalischen Gesetze der Wärmeströmung, -leitung und -strahlung, des Schmelzens und Kristallisierens eingegangen.

1023. Die Erweiterung der Seewasserversorgung in Kreuzlingen am Bodensee. Von Ing. F. Boesch, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Band 86, Nr. 6, S. 68—69 m. 4 Abb. Die Verlegung einer luftgefüllten, 510 m langen Leitung wird kurz beschrieben.

1024. Das Wasserleitungsprojekt für Teplitz-Schönau und Umgebung. Von Professor Dr. Redlich, Prag. H. D. I. Mittlg. 1925, Heft 8, S. 223—224. Verfasser behandelt die für das genannte Projekt in Betracht gezogenen Fang- und Fassungsgebiete auf dem nach Sachsen gerichteten Nordabhang des Erzgebirges.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1025. Die große Schleuse von Ymuiden am Kanal von Amsterdam nach der Nordsee. Von A. Bijls. Le Génie Civil 1925, Band 87, Nr. 7, S. 141—148 m. 18 Abb. Die Gründungsarbeiten unter Verwendung von Eisenbetonpfählen, die Ausführung der Eisenbetonstützmauern der Schleuse, die Ausbildung der Schleusenhäupter, die Baustoffe, die Materialprüfungen und die Kosten werden ausführlich beschrieben.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1026. Zur Fundation von Stauwehren. Von Ing. Affeltranger u. Staub, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Band 86, Nr. 7, S. 79—80 m. 2 Abb. Die bei der Wahl großer Lichtweiten der Stauwehröffnungen sich ergebenden großen Abmessungen der Pfeilerfundamente können erheblich vermindert werden durch Heranziehung der Wehrschwelle zur Übertragung der äußeren Kräfte auf den Untergrund, ohne dabei die zulässige Bodenpressung zu überschreiten und die Stabilität des Bauwerks zu verringern.

1027. Das Walchenseewerk, ein Studienobjekt für praktische Beispiele aus dem Gebiete des gesamten Tiefbauwesens. Von Ministerialrat Th. Freytag, München. Bauzeitung 1925, Nr. 29, S. 265—270 m. 12 Abb. Verfasser behandelt die Wehrstelle bei Krün, den Kanal zur Überleitung des Isarwassers zum Walchensee und die vom Kochelsee abwärts gelegenen Bauanlagen, die zur Abführung des Walchenseebetriebswassers in der Loisach bis nach Beuerberg und von da zur Wiedereinleitung in die Isar mittels eines 10 km langen Kanals nötig waren.

1028. Der neuzeitliche Talsperrenbau. Von Ing. J. Ornig, Graz. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-V. 1925, Heft 31/32, S. 273 bis 280 m. 9 Abb. Schluß a. Heft 29/30. Schwergewichtsmauern, aufgelöste Bauweise, Zusammenstellung der französischen und italienischen Talsperrenvorschriften. Ausführlicher Literaturnachweis über ausgeführte Talsperrenbauten und theoretische Abhandlungen aus dem Gebiet des Talsperrenbaues.

1029. Beitrag zur Berechnung und Ausführung von Staumauern. Von F. Kreuter. Wasserkraft 1925, Nr. 16, S. 268—271 m. 4 Abb. Schluß a. Heft 14, S. 238. Die Deck- oder Schirmmauer nach dem Vorschlag von Levy als volle Mauer oder als Stampfbetonmauer mit Eiseneinlagen. Zum Schluß folgt eine Zusammenstellung von einzelnen Ausführungsmaßgaben.

1030. Der Plan einer Schleusetalsperre bei Kloster Veßra unterhalb Schleusingen. Von Geh. Baurat M. Contag, Berlin-Friedenau. Bautechnik 1925, Heft 34, S. 453—456 m. 2 Abb. Die wasserwirtschaftlichen und geologischen Verhältnisse im Schleusegebiet. Die allgemeine Lage des Staubeckens. Das Abschlußbauwerk der Sperre. Die Kraftwerkanlage. Die Veranschlagung der Anlage- und Betriebskosten. Die Schleusetalsperre soll der Verbesserung des Niedrigwassers der Werra und der Speisung der Scheitelhaltung des Werra-Main-Kanals dienen.

1031. Zur Berechnung von Wasserschlössern. Von Prof. Dr. E. Braun, Stuttgart. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 6, S. 67—68 m. 3 Abb. Zur schnellen Bestimmung der den verschiedenen Annahmen entsprechenden Wasserschloßquerschnitte bei Berechnung der Spiegelbewegung in Wasserschlössern gibt Verfasser einige Kurvenbilder wieder, deren Aufstellung erläutert wird; es folgt abschließend ein Rechnungsbeispiel.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1032. Die Entlüftungsanlage im Liberty-Straßen-Tunnel in Pittsburgh. Von Gaber. Bautechnik 1925, Heft 34, S. 459—461 m. 6 Abb. Der der Aufnahme einer neuen Autostraße dienende 1800 m lange Tunnel wird ähnlich dem am Königsstuhl in Heidelberg entlüftet. Die Anlage der besonderen Druck- und Saugluftschächte, die maschinelle Ausgestaltung und Leistungsfähigkeit der Anlage, die bei der Tunnellüftung angestellten Beobachtungen, die Windfallen an einem Tunnelportal und die Betriebsregelung werden anschließend beschrieben.

Straßenbau.

1033. Die Beanspruchungen der Straßen durch die Kraftfahrzeuge. Von Dr.-Ing. W. Schaar, Altona. Zement 1925, Nr. 32, S. 682—384, Nr. 33, S. 700—702 m. 2 Abb. Fortsetzend behandelt Verfasser die Schub- und Wirbelkräfte. Zum Vergleich und zur Ermittlung der Einwirkungen der Kraftwagen auf die Straßen werden die Beanspruchungen der Fahrbahnen durch die Gespannfuhrwerke erörtert. Ferner wird der jeweilige Einfluß auf die verschiedenen Straßenkörper bzw. Bausteine untersucht.

1034. Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiet des Automobilstraßenbaues. Von Geh. Regs.-Rat Prof. Dr.-Ing. Brix, Charlottenburg. Verkehrst. Woche 1925, Heft 32, S. 509 bis 510. Schluß. In der Folge behandelt Verfasser die bituminösen Straßendecken, die Teerzementdecken, Straßendecken aus Soliditit-beton; ferner wird auf die Steigungsverhältnisse, Straßenbreiten und -krümmungen im Hinblick auf den Autoverkehr eingegangen und zum Schluß Angaben über Unterhaltungskosten gemacht.

1035. Die Betonstraßen-Versuchsstrecke im Forstenrieder Park bei München. Von Regsbmstr. Hettich, München. Zement 1925, Nr. 23, S. 680—682, Nr. 33, S. 697—700 m. 9 Abb. Verfasser berichtet zunächst über die der Ausführung vorangegangenen Vorverhandlungen und Vorarbeiten, erläutert ausführlich das Projekt der Beton- und Eisenbetonstraßen-Versuchsstrecke und beschreibt die Bauausführung im Zusammenhang mit der Aufzählung der verwendeten Materialien und Baumaschinen.

1036. Eine Straßenversuchsstrecke mit Stahlbeton in Berlin. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Klose, Berlin-Tiergarten. Beton u. Eisen 1925, Heft 15, S. 241—243 m. 8 Abb. Die neue ausgeführte Stahlbetonversuchsstrecke in der Königin-Augusta-Straße hat einen außerordentlich starken Verkehr, namentlich von Kraftwagen und schweren Autobussen aufzunehmen. Sie hat einseitiges Quergefälle und liegt selbst annähernd horizontal. Es wird die Ausführung, die Fugenausbildung und der Materialaufwand näher beschrieben.

1037. Die Verwendung des Teeres für Straßenbau. Von Bürgermeister Dipl.-Ing. Arnold Konstanz. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 33, S. 513—515. Oberflächenteerung, Tränkverfahren, Mischverfahren; Vorteile der Teerstraßen. Anforderungen an die Herstellung der Teerstraßen. Beurteilung der Wirtschaftlichkeit. Kostenangaben. Die Qualität des destillierten Teeres.

Eisenbahnbau und Betrieb.

1038. Fahrzeugkosten in Abhängigkeit von der Fahrleistung. Von Reichsbahnrat Capelle, Frankfurt a. M. Verkehrst. Woche 1925, Heft 32, S. 507—509. Die für die Selbstkostenberechnung maßgebenden Begriffe und die Ermittlung der einzelnen Kosten. Die Maßnahmen zur besseren Ausnutzung des Güterwagenparkes.

1039. Betriebswirtschaftliche Wertung der Strecken. Von Reichsbahnoberrat Ehrensberger, München. Org. f. d. Fortschr. d. E.-B. 1925, Heft 15, S. 300—310 m. 7 Abb. Verfasser entwickelt ein Verfahren für die betriebswirtschaftliche Wertung der Strecken, das alle Kosten, die auf die Wirtschaftlichkeit der Zugförderung Einfluß haben, in ihrer Wechselwirkung mit der größten Genauigkeit, die zur Zeit nach dem Stande der Wissenschaft und Erfahrung möglich ist, berücksichtigt und das in seiner praktischen Anwendung nur einen verhältnismäßig geringen Zeitaufwand erfordert. Maßgebende Kostenanteile, Streckenwertziffern, Beförderungskostentafeln, Beispiel. Anwendung der Tafeln für die Berechnung virtueller Längen.

1040. Technische Entwicklung der durchgehenden Bremsung langer Güterzüge. Von Ing. Joh. Rihosek, Wien. Schweiz. Bztg. 1925, Band 86, Nr. 6, S. 69—72, Nr. 7, S. 80—84 m. 15 Abb. Es werden die für die weitere Entwicklung einer einheitlichen internationalen Güterzugsbremse bestehenden Schwierigkeiten einerseits und die Aussichten anderseits erörtert.

1041. Signalvorbereitungstafeln. Von Oberregs.-Baurat Voigt, Magdeburg. Zeitschr. f. d. ges. E.-B.-Sicherungswes. 1925, Nr. 11, S. 81—83 m. 8 Abb. Im Bezirk Magdeburg sind Versuche mit sogen. Vorsignalmerkzeichen nach belgischem Muster angestellt worden. Dem Lokomotivführer soll besonders bei Nebel in eindringlicher Weise die Nähe eines Vorsignales angezeigt werden.

1042. Der Ruhreinbruch und die Eisenbahnen Westdeutschlands. Von Reichsbahndirektionspräsident Denicke, Charlottenburg. Verkehrst. Woche 1925, Heft 32, S. 511—517, Heft 33, S. 524—526 m. 1 Abb. Verfasser schildert zunächst die betriebsrechtlichen Eingriffe der Entente seit dem Waffenstillstand bis zur Ruhrbesetzung und geht besonders auf die durch sie verursachte Betriebslage näher ein. Es werden die Umleitungen beschrieben, die den Verkehr von und nach Baden, Württemberg, Bayern, von Hamburg nach Süddeutschland, nach Österreich und der Schweiz aufrecht erhielten, weiterhin wird die Tätigkeit der Regie eingehend kritisiert.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1043. Eisenbetonbauten für die Lagerung von Massengütern der Rheinisch-Westfälischen Industrie. Von Obering. A. Konrad, Essen. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 65, Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 17, S. 129—130 m. 12 Abb. Die für die Anlage und Konstruktion maßgebenden Rücksichten werden mitgeteilt und die Bauten an Hand der Abbildungen beschrieben.

1044. Die Autorennbahn von Montchéry. Von F. Touchet. Ciment armé 1925, Nr. 70, S. 121—125 m. 3 Abb. Es wird die Konstruktion und Berechnung des in Eisenbeton auf einer mehrstöckigen Rahmenkonstruktion errichteten Automobilstadions von einer größten Länge von rund 1 km beschrieben.

1045. Eisenbeton in Kleinpolen und Schlesien. Von Dr. techn. Fr. Urwalek u. Ing. W. Barthelt, Bielitz-Biala. Beton u. Eisen 1925, Heft 16, S. 257—260 m. 8 Abb. Von verschiedenen angeführten Eisenbetonbauten ist ein halbkreisförmiger Wasserbehälter mit Zwischenwand in Halbkreismitte erwähnenswert, dessen Berechnungen kurz wiedergegeben ist.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — —

Holzbau.

— — —

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

1046. Beregnungsanlagen. Von Regsbmstr. F. Krauß, Eßlingen. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 32, S. 495—497 m. 11 Abb.; Heft 33, S. 508—509. Schluß. Die Rechteckberegnung der Lanninger Regner A.-G.; Fortbewegung und Kupplung der Regnerwagen bzw. deren Rohre. Besprechung des Hortenschen Spritzwagens. Zusammenstellung der Unterschiede der Beregnung nach Horten gegenüber den älteren Verfahren.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1047. Autobus und Straßenbahn in der Innenstadt. Von Magistrats-Oberbaurat Dr.-Ing. Heiligenthal, Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 63, Stadt und Siedlung, Nr. 16, S. 126—128 m. 2 Abb. Der Einfluß der Straßenbahn und des Autobus auf die Verteilung des Straßenverkehrs in New York wird nach einem Bericht der Studien-Kommission für einen Generalsiedlungsplan wiedergegeben und Vergleiche mit den Verkehrsverhältnissen in Berlin angestellt. Die Unterbringung der verschiedenen Verkehrswege muß nach jeweiligen von örtlichen Verhältnissen abhängenden Gesichtspunkten erfolgen.

1048. Der 3. Internationale Straßenbahn- und Kleinbahnkongreß in Budapest. Von Dr. Ertel, Wien. Verkehrstechnik 1925, Nr. 32, S. 605—611. Die Entwicklung der elektrischen Straßenbahnen und Lokalbahnen im Königreich Ungarn; die Verwendung von 50-periodischem Wechselstrom zur Elektrisierung von Haupt- und Vorortbahnen; Reisegeschwindigkeit auf Straßen- und Überlandbahnen; Bau und Betrieb von Stadt- und Überlandbahnen; Verschweißung freiliegender Gleise; Verhältnis des Autobus zur Straßenbahn; Bau und Betrieb von Unterstationen besonders bedienungsloser Art. Neuzeitliche Aufgaben der Kleinbahnen. Gleisbau, Gleisunterhaltung, Straßenherstellung in der Gleiszone, Gleisbaugeräte. Betrachtungen über die elektrische Schienenschweißung.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

1049. Das Verkehrsstraßenproblem moderner Industriegebiete. Von Magistratsbaurat Richter, Buer, Westf. Verkehrstechnik 1925, Nr. 32, S. 611—613 m. 1 Abb. Unter Skizzierung des Siedlungsaufbaues im nördlichen rheinisch-westfälischen Industriegebiet wird der Charakter der Verkehrsstraßen I. und II. Ordnung erläutert und die Durchführung der Verkehrsstraßen I. Ordnung als Bahnstraßen gefordert.

Bauunfälle.

1050. Automobilunfälle auf Eisenbahnübergängen, ihre Behandlung vor den Gerichten und Vorschläge zu ihrer Verminderung. Von Reichsbahnoberrat Reichert, Frankfurt a. M. Ztg. d. V. Dtsch. E.-B. 1925, Nr. 33, S. 929—934 m. 4 Abb. Es wird die Behandlung solcher Unfälle vor Gericht an Hand von drei Beispielen erörtert; zwei davon haben sich auf unbewachten Übergängen von Nebenbahnen, einer auf einer zweigleisigen Hauptbahn mit Schrankenanlage zugetragen. Ferner werden die zur Verhütung von Unfällen dieser Art, besonders mit Rücksicht auf die zu erwartende Autoverkehrszunahme zu ergreifenden Maßnahmen behandelt.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

1051. Die Haftung beim Brand von Felderzeugnissen infolge Funkenfluges. Von Verkehrsinsp. Schulz, Königsberg i. Pr. Verkehrstechnik 1925, Nr. 32, S. 613—615. Die Rechtslage unter Berücksichtigung der Regierungspolizeiverordnung, die die Lagerung von leicht feuerfangenden Gegenständen innerhalb der Feuerzone von 38 m verbietet. Das Urteil des O.L.G. Königberg. Die daraus für die Kleinbahn-und Eisenbahnverwaltungen sich ergebenden Folgerungen.

1052. Zur Frage der Abverkaufes von Waldquellen auf Grund der Wertzuwachsverminderung der Wälder. Von Ziviling. U. Huber, Reichenberg. H. D. J. Mittlg. 1925, Heft 8, S. 230—233. Gegenstand der Erörterungen bilden die den Forstverwaltungen fast allgemein als Grundlage für die ziffernmäßige Berechnung der Entschädigungsansprüche dienenden Ausführungen von Prof. Dr. Vater (49. Versammlung des sächs. Forstvereins zu Marienberg). Verfasser stimmt der Ansicht Vaters zu, soweit es sich um wirkliches Grundwassergelände handelt. Die Anwendung der Berechnungsgrundlage auf Waldgebiete allgemein wird nicht anerkannt.

1053. Gesetzgebung und Finanzierung für Wege des Kraftwagenverkehrs. Von Ministerialrat a. D. Moll, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 33, S. 519—524. Besondere Eigentümlichkeiten von Wasser- und Wegerecht. Gegensätze zwischen Frankreich, England und Deutschland in der Beteiligung von Selbstverwaltungskörpern an der Erfüllung öffentlicher Aufgaben. Wirtschaftliche Gegensätze. Ausscheidung der Ortsstraßen. Ausfall- oder Ausstrahlstraßen. Einteilung der Landstraßen in verschiedenen europäischen Staaten. Wirtschaftliche Neueinteilung der Wege. Automobilstraßen. Untersuchungen über Bauart. Zentralisation und Dezentralisation in der Verwaltung.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1054. Zement für Salinenbauten. Von Dr.-Ing. O. Gaßner. Zement 1925, Nr. 34, S. 712—714. Im Zusammenhang mit der Untersuchung der Einwirkung von Chloriden auf Beton werden die bei Besichtigung der Salinenanlagen in Bad Kreuznach gemachten Beobachtungen veröffentlicht.

1055. Die Verwertung der Ölschieferlager von Degerhamn (Oeland, Schweden) zur Herstellung hydraulischer Bindemittel. Von Dr. F. Killing, Degerhamn, Schweden. Zement 1925, Nr. 34, S. 707—710 m. 4 Abb. Schluß. Es werden abschließend die Vor- und Nachteile des der Verwertung von Ölschiefer dienenden Kalkverfahrens aufgezählt. Ergänzend folgt eine Literaturzusammenstellung.

1056. Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. E. Weise, Berlin-Schöneberg. Bautechnik 1925, Heft 37, S. 490—492 m. 2 Abb. Die Ausführungen dienen der Untersuchung, inwieweit nach den Geestemünder Erfahrungen tatsächlich die Güte von Gußbetonbauwerken, d. h. die Haupteigenschaften des fertigen Betons im voraus durch Probewürfel festgestellt werden können. Zugleich findet an gegebener Stelle die in Geestemünde angewandte Art der Regelung des Wasserzusatzes Beurteilung.

Baumaschinen und Förderanlagen.

1057. Die Bedeutung des Einsatzes von Maschinen für die Wirtschaftlichkeit des Baubetriebes. Von Privatdozent Dr. Garbotz, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 34, S. 401—406 m. 15 Abb. Die wirtschaftliche Bedeutung von sogen. Baumaschinen wird an Hand einer Reihe von Ausführungsbeispielen erörtert.

1058. Seilaufzug für ein Schiffshebewerk. Von Prof. Dr.-Ing. O. Krell, Berlin-Siemensstadt. Bautechnik 1925, Heft 37, S. 492—495 m. 5 Abb. u. 1 Taf. Die Ausführungen nehmen Bezug auf den von der Gutehoffnungshütte usw. aufgestellten Entwurf für das Schiffshebewerk Niederfinow. Es wird der Verwendungsbereich von Drahtseilen unter Ausnutzung ihrer Vorteile ermittelt, die im Wesen des elektrischen Antriebes, der leichten Unterteilbarkeit und feinen Regelbarkeit begründet sind.

Statik und Festigkeitslehre.

1059. Zulässige Beanspruchung und Haltbarkeit von Stählen bei wiederholten Biegungsstößen. Von V. Preyer und E. Balma. (Ingegneria vom März und Mai 1925, S. 90—100 u. 168—182 mit 18 Zeichn., 28 Abbild., 13 Zahlentafeln und 67 Zeitschriften- und Bücher-Nachweisen) Allgemeine Untersuchungen und Versuche mit 7 Stahlsorten für Kraft- und Luftfahrzeugbau mit verschiedener Wärmebehandlung und mit millionenfachen Belastungswechseln.

1060. Beitrag zur praktischen Berechnung von ringsum aufliegenden Platten aus Eisenbeton. Von Prof. Ing. A. Danusso. (Il Cimento armato vom Juli 1925, S. 69—73 mit 4 Zeichn. Berechnung von rechteckigen Platten mit kreuzförmiger Bewehrung. Berechnung von quadratischen Rippendecken mit 25 und 36 Feldern, gleichmäßiger Verteilung der Rippenbalken in beiden Richtungen und gleichförmiger Belastung.

1061. Auswertung der Markus'schen Formeln zur Berechnung vierseitig gelagerter Platten. Von Dipl.-Ing. O. Luetkens, Dortmund. Bauingenieur 1925, Heft 21, S. 659—663. Tabellarische Zusammenstellung der Konstanten zum Zwecke schnellerer Berechnung nach den Markus'schen Formeln.

1062. Die Knickberechnung und die preußischen Bestimmungen vom 25. Februar 1925. Von Oberbaurat Prof. a. D. Mörike, Stuttgart. Bauzeitung 1925, Nr. 30, S. 279—280 Schluß. Verfasser gibt an der Hand weiterer Beispiele seiner Überzeugung Ausdruck, daß die von den genannten Bestimmungen empfohlenen Gebrauchsformeln wenig geeignet sind, das w-Verfahren zu vereinfachen.

1063. Zur Theorie steif bewehrter Gewölbe, die teilweise Anhängung des Wölbgewichtes. Von Privat-Dozent Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag. Bauingenieur 1925, Heft 20, S. 635—638, Heft 21, S. 666—671 mit 7 Abb. Verfasser entwickelt eine Theorie der teilweisen Anhängung des Gewölbegewichtes an die steifen Eisenbögen bei flachen Melan-Gewölben, die erst eine vollkommene Ausnutzung sowohl der zulässigen Eisenspannung als auch der zulässigen Betonspannung ermöglicht. Auf Grund der statischen Untersuchung des Tragwerkes, das aus dem Zusammenwirken von Eisenbogen und Lehrgerüst entsteht, konnte ein Betonierungsvorgang aufgestellt werden, der jede beliebige Vorspannung im Eisenbogen zu erreichen gestattet. Die Theorie beschränkt sich auf den Dreigelenkbogen, da weitgespannte Bogen immer als solche montiert werden müssen. Vorausgesetzt wird zunächst parabolische Bogenachse und parabolisch gegen den Kämpfer zunehmendes Wölbgewicht, wie es sich oft bei nach der Ausrüstung zu verspannenden Dreigelenkbogen ergibt.

1064. Über die Berechnung krummer Stäbe. Von Ing. Eugen Kalman. (Il Cimento armato vom Juni und Juli 1925, S. 55—58 u. 73—77 mit 17 Zeichn.) Darlegung der Notwendigkeit bei der Berechnung von Eisenbetonbauten, Beispiele.

1065. Berechnung eines Rahmens nach der Methode der virtuellen Arbeit. Von Dr.-Ing. Carlo Felice Jadi. (Il Cimento armato vom April 1925, S. 37—40 mit 24 Zeichn. und 1 Formeltafel) Berechnung eines vierfach statisch unbestimmten symetrischen Rahmens mit eingespannten lotrechten Ständern, von gleichem Trägheitsmoment und einem parabelförmigen Gurt von anderem Trägheitsmoment bei lotrechten und wagrechten Lasten und Temperaturänderungen.

1066. Prüfung von Grundpfählen aus Eisenbeton auf Druck und Zug. (Il Cimento armato vom April 1925, S. 42—44 mit 2 Zeichn.) Ergebnisse der Prüfung von Tragpfählen aus Eisenbeton für Uferbauten bei Rotterdam, rd. 18 m lang, 96 × 36 cm stark, 3 : 1 geneigt, die vorderen rechnungsmäßig mit 42 t Druck, die hinteren mit 12,5 t Zug beansprucht, mit Probelasten durch Hebelübersetzung bis 124 t Druck und 106 t Zug. Bei geringen Lasten vollkommen elastische Längenänderungen, bei hohen Drücken auf Rückgang der zunächst bleibenden Verkürzungen nach einigen Stunden, bei hohen Zugkräften Abreißen mancher Pfahlköpfe. Sicherheitsgrad im ungünstigsten Falle 8,5.

1067. Allgemeine Studie über ein elastisches System mit Beanspruchung unter verschiedenen elastischen Bedingungen. Von Giuseppe Maria Pugno. (Ingegneria vom Mai 1925, S. 162—167 mit 9 Zeichn.) Berechnung der statisch unbestimmten Größen, teils rechnerisch, teils mittels Einflußlinien für einen wagerechten Balken, beiderseits eingespannt, desgleichen an einem Ende eingespannt mit einer Einzellast, für einen rechteckigen, steifen Rahmen mit Fußgelenken, an einem Punkt lotrecht belastet, und für einen beiderseits eingespannten symetrischen Bogen, von lotrechten und wagrechten Kräften beansprucht.

1068. Beitrag zur Theorie der Torsionsfestigkeit zylindrischer Hohlwellen mit variabler Wandstärke. Von Dipl.-Ing. W. Janicki, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 9, S. 105—107 m. 2 Abb. Die Ausführungen behandeln in erster Annäherung die Aufgabe der Torsionsbeanspruchung einer zylindrischen Hohlwelle von einseitig ellipsenringförmigem Querschnitt. Es handelt sich um das Problem, eine zwischen den beiden Grenzkurven des Querschnittes verlaufende zweidimensionale Flüssigkeitsströmung zu ermitteln, deren Wirbelstärke in jedem Flächenelement annähernd konstant ist,

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

1069. Straßenbrücke aus Eisenbeton in Calabrien. Von Ingenieur Giuseppe Depanis. (Il Cimento armato vom Mai 1925, S. 45—49 mit 6 Zeichn. und 2 Abbild.) Straßenbrücke aus Eisenbeton von 65 m Stützweite, 4,2 m Fahrbahnbreite und 6 m Achsenabstand der Hauptträger, leicht nach innen geneigt, in der Fahrbahnebene. Belastung 400 kg/m² neben einer Dampfwalze von 16 t. Parabelförmige Obergurte mit T-Querschnitt von 1,55/0,80 Breite und 1,20 m Höhe mit Windverband, wagrechte Untergurte von 0,65 m Breite und 0,70 m Höhe, Hängstangen, 0,50 × 0,25 m, in 4/3 m Abstand. Fahrbahn aus Quer- und Längsträgern mit Deckplatte und Schotterbett. Kastenförmige Widerlager mit Magerbetonfüllung. Bodendruck 1 kg/cm². Stoßdeckung und genaue Längung der Bewehrungseisen der Gurte durch Gewindemuffen, Sicherung des genauen Abstandes und Erleichterung des Einziehens durch zwischengelegte kurze Rohrstücke.

e) Eiserne Brücken.

1070. Der Viadukt von Musocco für die Autostraße von Mailand nach den oberitalienischen Seen. Von Renato Turchetti. (Ingegneria vom Mai 1925, S. 190—192 mit 4 Zeichn. und 2 Abbild.) Überführung der Autostraße von Mailand nach den oberitalienischen Seen in 14 m Breite, einer Gemeindestraße in 7 m Breite mit 1 m Trennungsbord und 2 m ausgekragtem Fußweg auf einer Eisenbetonbrücke, schief unter 73°, über den Bahnhof von Musocco mit drei gewölbten Öffnungen von je 22,85 m schiefer Lichtweite und 2,75 m Pfeilhöhe und 2 Balkenöffnungen von 10 und 8 m lichter Weite. Geringe Bogenstärke durch Verbindung des Bogens mit der Fahrbahnplatte durch 20 cm starke Längswände in 1,80 m Achsenabstand. Hohle Pfeiler und Widerlager. Größte Belastung Zugmaschine mit 4 × 10 t Raddruck neben 1300 kg/m² gleichförmiger Last. Größte Beanspruchung 57 kg/cm² Druck im Beton und 1060 kg Zug im Eisen. Bauzeit 70 Arbeitstage ohne Störung des Verkehrs von 100 Zügen täglich. Baustoffverbrauch auf 1 m² Brückenfläche 41 kg Eisen und 0,5 m³ Beton. Baukosten ein Drittel derjenigen eines eisernen Überbaues.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1071. Geschäftsbericht des Amtes für Wasserwirtschaft über seine Geschäftsführung im Jahre 1924. Schweiz. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 8, S. 165—171. Unter anderem werden aufgezählt die im Innern der Schweiz und an Grenzgewässern in Betrieb gesetzten und projektierten Wasserkraftanlagen, die Regulierung des Genfersee, der Juraseen, des Vierwaldstätter- und Zugersee, Wallensee, Zürichsee und Bodensee, die Ausfuhr elektrischer Energie und die Versorgung der Schweiz mit elektrischer Energie.

1072. Die Technik der Grundwasserversorgung. Von Dr.-Ing. G. Thiem, Leipzig. Gas- u. Wasserfach 1925, Nr. 35, S. 544—546. Die Entwicklung der hydrologischen Forschung. Die Wasserfassung u. Wasserhaltung; die Grundwassersenkung; die Wasserversorgung der Städte.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1073. Die Rheinregulierung zwischen Straßburg und Basel. Von Oberbaurat a. D. Cassinone, Karlsruhe. Bauingenieur 1925, Heft 22, S. 686—693 m. 5 Abb. Entwicklung und die technischen Einzelheiten des Entwurfes werden beschrieben und das Ergebnis der Verhandlungen der Zentralkommission über seine Ausführung dargelegt.

1074. Künstliche Verlandung als Anfangsstadium von Flußregulierungen. Von Ing. A. v. Steiger, Bern. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 8, S. 92—96 m. 10 Abb. Nach Behandlung der Korrektion von geschiebeführenden Flüssen im allgemeinen wird die Anwendung des zuerst im Jahre 1885 von Baurat Wolf angegebenen Systems an der Tessinmündung bei Magedino beschrieben. Teilung der Hochwasserabflußmenge in eine mit Geschiebe überfüllte, relativ träge fließende Strömung und in eine nur leichte Sinkstoffe enthaltende „aktive" Wassermenge.

1075. Die Wasserstraßen, ihre verkehrs- und kulturwirtschaftlichen Aufgaben und ihre Stellung im deutschen Verkehrswesen. Von Professor, Oberregs.- u. Baurat Mattern, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 34, S. 545—557 m. 10 Abb. Ausgehend von den Grundgesetzen des Verkehrs werden die aus ihnen für irgendein Erzeugnis sich ergebenden Größen erörtert, die Grenze der Transportfähigkeit, das Absatzgebiet, die Gestaltung der produktiven Verhältnisse eines Landes, die Einflußgebiete der verschiedenen Transportwege und Verkehrsmittel, wobei die Einflußgebiete der Seehäfen, der Flüsse, ihre Binnenhäfen und der Kanäle unterschieden werden. Erörterung der Hauptgesichtspunkte und Grundsätze für Größe und Richtung künstlicher, neu zu erbauender Wasserstraßen. Die volkswirtschaftliche Bedeutung der Wasserstraßen.

1076. Der Durchstich von Trezze und der Kanal von Cuori. Von Gino Verconese. (Ingegneria vom April 1925, S. 124—132 mit 6 Zeichn. und 10 Abbild.) Beschreibung des 11 km langen Durchstichs im Mündungsgebiet der Brenta, des Bauwerks an der Kreuzung mit einem Zufluß, der Sicherung der Dämme, der Baggerung in der Mündungslagune, ferner eines 2,8 km langen Entwässerungskanals in Verbindung mit zwei bestehenden Kanälen und Absperrbauwerken mit Schleusentoren. Besprechung von Planungen zur Entwässerung anliegender Ländereien und des Verfahrens zur Ermittlung der Wasserstände im Entwässerungskanal bei verschiedenen Meereswasserständen.

Hier abtrennen.

1077. Entwurf zu einem Freihafen in Lübeck. Von Wasserbaudirektor Leichtweiß, Lübeck. Verkehrstechnik 1925, Heft 34, S. 647—648 m. 1 Abb. Die Möglichkeit der Errichtung eines Freihafens in Lübeck wird gezeigt und dabei besonders auf die Bedeutung des Hafens und die Gleisordnung eingegangen.

1078. Bestimmung der Leistung von Schleppzügen. Von Obering. F. Peters, Speyer. Werft, Reederei, Hafen 1925, Heft 16, Nr. 462—468 m. 11 Abb. Unter Benutzung der von Dietze nach der Riehnschen Widerstandstheorie aufgestellten graphischen Tafeln werden die Grenzwerte der Widerstände von Rheinkähnen für die Strecke Ruhrort—Köln graphisch dargestellt. Beispiele für verschiedene in Betracht kommende Dampfwerte zeigen, wie die Grenzen der Schleppleistung für die erwähnte Strecke leicht bestimmt werden können.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1079. Ein neues Speicher-Großwasserkraftwerk in Bayern. Von Dipl.-Ing. Alex. Simon, München. Bauingenieur 1925, Heft 21, S. 671—672. Beschreibung des für die bayerische bzw. süddeutsche Energiewirtschaft bedeutsamen Projektes der Ausnützung des Spitzingsees, südlich von Schliersee als Speicherbecken.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1080. Über den Bau des neuen Tunnels unter dem Hudsonfluß zwischen New York und Jersey (vehicular Tunnel). Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bauingenieur 1925, Heft 21, S. 664—666 m. 3 Abb. Entscheidung zwischen Hochbrücke und Tunnel. Name des Bauwerks und Bauleitung. Lage und Abmessungen. Beschaffenheit des Baugrundes und Festlegung des Projektes. Bauart und Querschnitt. Luftzufuhr und Entlüftung. Beleuchtung und Entwässerung. Bauzeit und Ausführungskosten.

Straßenbau.

1081. Neue Methoden der Betonherstellung im Straßenbau. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. G. Klose, Berlin. Zement 1925, Nr. 34, S. 722—723. Verfasser behandelt auf Grund seiner in Berlin gemachten Erfahrungen die infolge des erhöhten und stärkeren Straßenverkehrs notwendige Verstärkung der Mischungsverhältnisse für die Betonunterbettung.

1082. Nichtschlüpfrige Straßen. Vom Brigade-General A. C. Critchley. (Roadmaker vom August 1925, S. 71—74.) Erläuterung der Vorzüge von Betonstraßen hinsichtlich Glätte ohne Schlüpfrigkeit, geringem Fuhrwerkswiderstand, Sauberkeit, geringer Staubentwicklung, raschem Wasserabfluß, leichter Erneuerung der Deckschicht, leichter Beschaffung der Baustoffe. Hinweis auf die überragende Verwendung von Beton zum Straßenbau in Amerika (Ende 1924 : 51 000 km) gegen England (17 500 km) und von Beton überhaupt, von dem jährlich auf den Kopf der Bevölkerung in Amerika 240 kg, in England 65 kg kommen.

1083. Die Beanspruchungen der Straßen durch die Kraftfahrzeuge. Von Dr.-Ing. W. Schaar, Altona. Zement 1925, Nr. 34, S. 718—722 m. 4 Abb. Schluß. Die für die Ausbildung des Straßenkörpers maßgebenden Beanspruchungen; die Entstehung von Schadstellen. Der Einfluß der Kraftfahrzeuge auf die einzelnen Fahrbahnen. Richtlinien für die Ausbildung und Ausführung der Straßenkörper.

1084. Versuche über die Einwirkung des Kraftwagens auf die Straße. Von Oberbaurat Nagel, Braunschweig. Verkehrstechnik 1925, Nr. 35, S. 657—659. Die Einwirkung des Gewichts, der Geschwindigkeit und der Bereifung des Kraftwagens auf die Straße wird kurz erörtert. Die auf der Versuchsstraße in Braunschweig durch Fahrversuche auszustellenden Ermittlungen werden besprochen.

1085. Gesetzgebung und Finanzierung für Wege des Kraftwagenverkehrs. Von Ministerialrat a. D. Moll, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 35, S. 590—592 Schluß. Die Finanzierung der Kraftverkehrswege, der voraussichtliche Bedarf, die Richtlinien für die Finanzierung der Wegelasten, die Verwendung und Verteilung des Aufkommens aus den Wegeabgaben, die Beteiligung wirtschaftlicher Kreise.

1086. Die Überlandstraßen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens. Von Oberbaurat Reiner Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 34, S. 557—562. Die Beeinflussung der Überlandstraßen durch den Kraftwagenverkehr. Die schnelle Beförderung von Stückgütern als spezifische Eigenschaft und Leistung des Kraftlastwagens. Der Wettbewerb mit der Eisenbahn. Die Betriebskosten. Linienführung, Fahrbahnbreite und Befestigung unter Berücksichtigung des Kraftwagenverkehrs. Die Verwaltung, die Finanzierung des Ausbaues des Überlandstraßennetzes, die Kraftwagenbesteuerung und die bezügliche Gesetzgebung.

Eisenbahnbau und Betrieb.

1087. Lange oder kurze Schwellen? Von Prof. Dr.-Ing. e. h. A. Birk, Prag. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 9, S. 107—110, m. 6 Abb. Die wichtigsten der in der Literatur niedergelegten Anschauungen. Die Frage der Schwellenlänge in der Anwendung. Die in den Jahren 1903—05 mit Querschwellen verschiedener Bauweise durchgeführten Versuche der französischen Staatsbahnen sind von Cuënot zusammengestellt in „étude sur les déformations des voies de chemins de fer et les moyens d'y remédier", Paris, H. Dunod et E. Pinat 1905.

1088. Vorschläge für die Ausgestaltung des schweren Oberbaus auf Weichholzschwellen. Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 16, S. 318—323 m. 7 Abb. Zunächst werden die an den neuen Reichsbahnoberbau mit Unterlagsplatten zu stellenden Anforderungen kurz zusammengefaßt, anschließend einige bekannte, im Betrieb erprobte Holzschwellenoberbauformen bezüglich der Befestigungsmittel rechnerisch unter Zugrundelegung verschiedener Annahmen nachgeprüft.

1089. Lokomotivleistung, Zuglast und Fahrzeit. Von Dr.-Ing. G. Pfaff, Reichsbahnrat, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 16, S. 313—318 m. 7 Abb. Verfasser beschreibt bezugnehmend auf seinen in gleicher Zeitschrift, Jahrg. 1916, S. 226 veröffentlichten Aufsatz über „zeichnerische Darstellung der Lokomotivleistung und der mit ihr zusammenhängenden Größen" ein Verfahren, das der Lösung folgender Aufgaben dient: Gegeben Fahrplan und Lokomotive, gesucht die Zuglast; gegeben Fahrplan und Zuglast, gesucht die Lokomotive; gegeben Lokomotive und Zuglast, gesucht der Fahrplan. Es werden die für den Betriebsmann wichtigen Haupteigenschaften des Verfahrens erörtert.

1090. Die neuen Lieferungsbedingungen für Bremsklötze der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Oberregs.-Baurat a. D. Arzt, Oldenburg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 16, S. 323—324 m. 2 Abb. Die durch Einführung der durchgehenden Güterzugbremsen zu erwartende Steigerung des Verbrauchs an Bremsklötzen gibt Veranlassung, die Frage der zweckmäßigsten Beschaffenheit des Baustoffs der Bremsklötze zu erörtern.

1091. Zur Kritik der Gleisbremsen. Von Regsbmstr. a. D. Wenzel, Hamborn a. Rh. Verkehrst. Woche 1925, Heft 35, S. 593 m. 1 Abb. Verfasser geht auf die Ausführungen von Dr.-Ing. Jordan ein, dessen Gleisbremse bzw. Bremsschienen im Gegensatz zur Thyssenbremse, bei der der Raddruck sich selbst den Bremsdruck erzeugt, von Kräften an die Räder gepreßt werden, die unabhängig vom Wagengewicht sind.

1092. Verkehrsverschwendung, ein Beitrag zum Thema: Eisenbahn und Kraftwagen. Von Reichsbahndir.-Präsident Lohse, Stettin. Ztg. d. V. d. E. B. 1925, Nr. 35, S. 979—981 m. 1 Abb. Die Entwicklung des Kraftfahrwesens muß seine Grenzen finden in den Rücksichten auf beste Nutzung des ganzen Nationalvermögens. Die Wirtschaftlichkeitsberechnung muß den Nachweis erbringen, daß die Ausgaben für die vermehrte Straßenunterhaltung aufgebracht werden können und ferner die Rentabilität der Postkraftlinie, auch die Minderung an Beförderungseinnahmen und Verkehrssteuer der durch die Kraftwagenbeförderung ersetzten Zugförderung deckt.

1093. Der Umbau des Verschiebebahnhofs Tempelhof. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Busse, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 35, S. 585—589 m. 8 Abb. Die bisherige Entwicklung des Verschiebebahnhofs, seine Aufgaben und seine Leistungsfähigkeit. Die Erweiterung der Bahnhofsanlagen und die sie beeinträchtigenden Schwierigkeiten. Die Durchführung und der augenblickliche Stand der Arbeiten.

1094. Elektrische Zugförderung auf den schlesischen Gebirgsbahnen. Von Reichsbahnoberrat Usbeck, Breslau. Ztg. d. V. d. E. B. 1925, Nr. 34, S. 955—957. Verfasser beschreibt den derzeitigen Stand der Elektrisierung der schlesischen Gebirgsbahnen und macht Angaben über die Leistungsfähigkeit der elektrischen Lokomotiven, den Verbrauch elektrischer Energie und den Betrieb im Vergleich zu den Dampflokomotiven.

1095. Die Feuerschutzstreifen. Von Reichsbahnoberrat Geheimrat Hanow, Frankfurt a. O. Ztg. d. V. d. E. B. 1925, Nr. 34, S. 957—959 m. 1 Abb. Die Ursachen der Waldbrände; die Schutzmaßnahmen der Reichsbahn. Die Grenzen der Zündungsmöglichkeit durch Funkenflug. Die Anlage von Feuerschutzstreifen, ihre Breite und Unterhaltung. Der Grunderwerb der Reichsbahn für die Schutzstreifen.

1096. Die Kleinbahnen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens. Von Prof. Dr.-Ing. Helm, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 34, S. 540—545 m. 5 Abb. Privateisenbahnen, nebenbahnähnliche Kleinbahnen und Straßenbahnen; für die beiden letzteren gilt in Preußen das Kleinbahngesetz vom Jahre 1892. Die Bewegungswiderstände der wichtigsten Fahrbahnen. Die Bewertung der einzelnen Verkehrsmittel.

1097. Zur Kritik der Widerstandsformeln, insbesondere für Schmalspur. Von Dr.-Ing. v. Grünewaldt, Karlsruhe. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 8, S. 91—92. Veranlaßt durch Untersuchungen über Betriebskosten bei verschiedenen Spurweiten hat Verfasser brauchbare Widerstandsformeln von einigermaßen allgemeiner Gültigkeit, insbesondere für Schmalspur vermißt. Es werden die in der Hütte und im Taschenbuch für Bauingenieure angegebenen Formeln als auch noch unrichtig bezeichnet und an ihre Stelle Formeln von höherem Wahrscheinlichkeitswerte angegeben. Einwandfreie Formeln können nur Versuche ergeben, die unter Berücksichtigung der verschiedenen auf den Widerstand wirkenden Faktoren durchgeführt werden.

1098. Die Deutsche Reichsbahn im Rahmen der Verkehrswirtschaft. Von Reichsbahndir. Dr.-Ing. Tecklenburg, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 34, S. 535—540 m. 2 Tabellen. Die verkehrswirtschaftliche Entwicklung der Eisenbahnen. Die jetzigen Konkurrenten der Reichsbahn, der Kraftwagen und die Wasserstraßen. Deren Betriebs- und Selbstkosten.

1099. Zur Geschichte der Balkaneisenbahnen. Von Dr. O. Nieß, München. Ztg. d. V. d. E. B. 1925, Nr. 35, S. 986—992 m. 1 Abb. Die ersten Eisenbahnprojekte auf dem Balkan. Der Bau und Betrieb der ersten Eisenbahnen. Bahnprojekte, Bahnbauten und Bahnverkehr bis zum Ausbruch des Weltkrieges. Die Vervollkommnung des Bahnnetzes, der Betrieb und der Verkehr während der Kriegsjahre.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1100. Dimensionierung spiralbewehrter Säulen. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. A. Zeuns, München. Bauingenieur 1925, Heft 22, S. 684—686. Ausgehend von einer kritischen Betrachtung der spiralbewehrten Säulen hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit und des Anwendungsgebietes werden unter Zugrundelegung der einschlägigen amtlichen Bestimmungen Formeln abgeleitet, die unter Ausschaltung der üblichen Versuchsrechnungen gestatten, sofort eindeutig die günstigsten Betonabmessungen und Eiseneinlagen festzulegen, wobei auch auf eine möglichst einfache und praktische Ausführung besonders Bedacht genommen ist.

1101. Pieranlage in Manila. Von Dr.-Ing. A. Berrer, Woosung, China. Bautechnik 1925, Heft 37, S. 489—490 m. 1 Abb. Die Konstruktion und die Bauausführung werden näher beschrieben.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

1102. Die Ausstellungshalle II am Kaiserdamm zu Berlin. Von Architekt B. D. A. Schaudt u. Direktor H. Schmuckler, Breest u. Co., Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 69, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 18, S. 137—144 m. 20 Abb. Die Gesamtanlage und die baukünstlerische Durchbildung der Ausstellungshalle, sowie die Konstruktion der 47 m weit gespannten eisernen Halle.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1103. Die Abwasserreinigungsanlage zu Troisdorf (Rhld.). Ein Beitrag zur Frage der getrennten Schlammbehandlung. Von Ing. W. Rademacher, Wiesbaden. Gesundh.-Ing. 1925, Nr. 35, S. 433—435 m. 2 Abb. Die seit 1916 betriebene Abwasserreinigungs- und Schlammaufbereitungsanlage, Travis-Kolloid-Doppelbecken mit von der Absitzanlage getrennten Schlammbehandlungsbecken, wird kurz beschrieben und anschließend das Gutachten der Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene über die Bauart und die vierteljährlich erfolgten Untersuchungen wiedergegeben.

1104. Die Entwässerungs- und Kläranlagen des Walzwerkes Rath der Mannesmann-Röhrenwerke in Düsseldorf. Von Dr. O. Mohr, Wiesbaden. Der Städt. Tiefbau 1925, Heft 15/16, S. 71—74 m. 2 Abb. Entwässerung des Walzwerkes nach dem Trennsystem. Behandlung der Werkbetriebswässer in einer Klär- und Rückgewinnungsanlage. Die eigentlichen Abwässer werden einer nach dem „OMS"-System erbauten und aus einem Klärbrunnen und einem Tropfkörper zur biologischen Nachreinigung bestehenden Anlage zugeführt.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1105. Bergschäden an Straßenbahngleisen. Von der Bergschädenkommission des Vereins der Straßenbahnen und Kleinbahnen des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk e. V. Verkehrstechnik 1925, Heft 34, S. 637—643. Die Auswirkungen des Bergbaues an oberirdischen Anlagen, insbesondere an Straßenbahngleisen, werden, veranlaßt durch einen Aufsatz in der Zeitschrift „Glückauf", eingehend besprochen und die in dem Aufsatze gezogenen Folgerungen richtiggestellt.

Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

1106. Kosten der Luftdruckgründung auf Eisenbetonsenkkästen. Von Ing. Eugenio Miozzi. Il Cimento armato vom Juni 1925, S. 58—68 mit 6 Zeichn., 8 Abbild. und 7 Zahlentafeln. Beschreibung der Luftdruckgründung mit Senkkästen aus Eisenbeton für die Straßenbrücke über den Cismon im Suganer Tal mit eingehenden Angaben über Baustoffmengen, Arbeitsleistungen und Baufortschritt.

Kunst im Ingenieurwesen. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Sonstiges.

1107. Organisation und Aufgaben des Verkehrswesens im Ruhrgebiet. Von Baurat Hansing, Essen. Verkehrst. Woche 1925, Heft 34, S. 562—568 m. 2 Abb. Die Organisation des Verkehrswesens bzw. aller Verkehrsmittel im Ruhrgebiet, sowie deren Anlage und Betrieb, ferner die im Interesse des rheinisch-westfälischen Industriegebietes noch zu erstrebenden Ziele des Verkehrswesens werden kurz umrissen.

1108. Die Aufgaben der verschiedenen Verkehrswege im Rahmen des Gesamtverkehrswesens. Von Ministerialrat Busch. Verkehrstechnik 1925, Nr. 35, S. 653—657. Im Rahmen einer Vortragsreihe hat je ein besonders sachverständiger Vertreter der verschiedenen Verkehrszweige den Gegenstand unter seinem Gesichtswinkel beleuchtet. Behandelt wurden die Hauptbahnen, die Kleinbahnen, die Überlandstraßen mit besonderer Berücksichtigung des Kraftwagenverkehrs, die Wasserstraßen, der Luftweg sowie die Verkehrsorganisation in einzelnen Teilen des Reiches. Weitere Sachverständige aus Technik und Wirtschaft haben dazu in der mit der Vortragsreihe verbundenen Aussprache Stellung genommen. Über den Inhalt der Ausführungen wird kurz berichtet.

1109. Die Kosten der Stückgutumladung in ihrer Abhängigkeit von der Form der Umladehalle. Von Obergütervorsteher Grunow, Cüstrin-Neustadt. Ztg. d. V. d. E. V. 1925, Nr. 35, S. 993—994 m. 1 Abb. Verfasser legt weniger einer bestimmten Form der Umladehalle den Wert bei, die Leistung des Umladeverkehrs zu erhöhen, als der zweckmäßigen, dem jeweiligen Verkehr angepaßten Organisation des Ladedienstes; diese beeinflußt in höherem Maße die Karrwege und damit die Kopfleistung des einzelnen Arbeiters, sowie die Kosten für die Stückgutumladung.

1110. Der Einfluß des Alters bei Eignungsuntersuchungen mit besonderer Berücksichtigung des Verkehrs- und Betriebsdienstes der Deutschen Reichsbahn. Von C. Heydt, Berlin. Industr. Psychotechnik 1925, Heft 7/8, S. 213—222 m. 14 Abb. Eignungsuntersuchungen für den Verkehrs- und Betriebsdienst. Der Einfluß des Alters bei Eignungsuntersuchungen. Beispiele.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1111. Die neuen österreichischen Normen für Portlandzement. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover. Zement 1925, Nr. 37, S. 764—765. Verfasser weist auf die wesentlichsten Unterschiede gegen die deutschen Bestimmungen hin; sie finden sich in der Begriffserklärung, den Abbindeverhältnissen, der Raumbeständigkeit, der Mahlfeinheit, der Zug- und Druckfestigkeit, dem Wasserzusatz und in den Ausführungsbestimmungen für Probekörper.

1112. Der Einfluß des Zusatzes von Gesteins- und Tonmehl auf die Erhärtung bzw. Festigkeit von Zement- und Kalkmörtel. Von Prof. Burchartz. Zement 1925, Nr. 36, S. 745—748 m. 1 Tafel. Verfasser beschreibt die Versuchsanordnung, die Herstellung der Mörtelmischungen und Probekörper mit Zement- und Kalkmörtel und erörtert die Versuchsergebnisse, nach denen mit dem Zusatz von Steinmehl bei der Bereitung von Mörtel und Beton, sei es aus Zement oder Kalk, mit Vorsicht verfahren werden muß.

1113. Inertol-Schutzanstrich gegen Einwirkung von Zuckerlösung auf Zement. Von Dr. Nitzsche, Frankfurt a. M. Zement 1925, Nr. 37, S. 768—769 m. 1 Abb. Versuchsbeschreibung. Die Schutzwirkung des Inertols war nicht absolut, was vom Verfasser auf die Bildung kleiner Bläschen in der Inertolhaut zurückgeführt wird.

1114. Härtung und Staubverhinderung bei Zement- und Betonfußböden. Von Baurat W. Theim, Hamburg. Industriebau 1925, Heft 9, S. 218. Verfasser tritt für die Verwendung von Lithurin, einem Keßlerschen Fluat ein, und gibt kurz seine Erfahrungen besonders auch hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit von mit Lithurin getränkten Zementfußböden auch gegen ätzende Flüssigkeiten wieder.

Baumaschinen und Förderanlagen.

1115. Die Bedeutung der Raupenschlepper für das Förderwesen in der Baumaterialien-Industrie. Von Dipl.-Ing. Huxdorff. Grund- u. Gerüstbau 1925, Nr. 15, S. 157—162 m. 12 Abb. Der Einfluß der Förderkosten auf die Produktionskosten ist nicht nur für die Gestaltung der Förderwege, sondern für die Wahl der Fördermittel in hohem Maße bestimmend. Es werden die Betriebe aufgezählt, wo sich der Raupenschlepper besonders bewährt, und ferner seine Verwendungsweise näher beschrieben.

Statik und Festigkeitslehre.

1116. Der durchlaufende Träger. Eine neue analytische Darstellung der Einflußlinien für die Biegungsmomente, Querkräfte, Durchbiegungen und Verdrehungen bei durchlaufenden Trägern. Von Ing. A. J. Fahnauer, Dedinje, Belgrad. Bautechnik 1925, Heft 40, S. 569—586 m. 34 Abb. Ableitung der Grundgleichungen. Darstellung der Stützdrehwinkel als Funktion der Belastung. Für die durchlaufenden Träger auf drei, vier, fünf und sechs Stützen werden die von der Formung des Tragwerkes abhängigen Funktionen ermittelt. Die Festpunkte des durchlaufenden Trägers. Einflußlinien für die Biegungsmomente und Querkräfte. Die ungünstigsten Belastungen. Die Durchbiegung durchlaufender Träger und ihre Einflußlinie. Der durchlaufende Träger auf vielen Stützen, mit veränderlichem Trägheitsmoment und auf elastisch senkbaren Stützen.

1117. Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen. Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg. Bautechnik 1925, Heft 39, S. 518—521 m. 3 Abb. u. 2 Tab. Unter Voraussetzung der Lastwirkung nur auf die Längsträger werden für durchgehende Querverbindungen die Elastizitätsgleichungen aufgestellt und die Einflußlinien abgeleitet. Es folgt ein Rechnungsbeispiel für ein System mit sieben gleich langen und parallelen Längsträgern mit gleichen Abständen, dessen Querverbindung in der Mitte liegt.

1118. Einfaches Verfahren zur Ermittlung der Schubbewehrung bei frei aufliegenden Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung. Von Dr.-Ing. Kubali, Hamburg. Beton u. Eisen 1925, Heft 17, S. 282—283 m. 1 Abb. Verfasser zeigt die Ableitung und den Gebrauch eines Graphikons, welches es ermöglicht, für den frei aufliegenden Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung gemäß den amtlichen Bestimmungen vom 13. Januar 1916 die Größe der erforderlichen Schubbewehrung im Verhältnis zur Momentenbewehrung unter Vermeidung jeder Zwischenrechnung abzulesen.

1119. Formeln zur raschen Berechnung der Biegebeanspruchung in kreisrunden Behältern. Von Ing. Pasternak, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 11, S. 129—132 m. 1 Taf. Verfasser gibt auszugsweise seine Arbeit „Die praktische Berechnung biegefester Kugel- und Kegelschalen, kreisrunder Fundamentplatten auf elastischer Bettung und kreiszylindrischer Wandung in gegenseitiger monolither Verbindung" wieder und läßt einige Beispiele zur Aufstellung der Elastizitätsgleichungen mit Hilfe seiner auf dünnen Schalen bezugnehmenden Tafel folgen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

1120. Über die Freiheit von Querverkehr und Umblick auf Straßenbrücken. Von Regs.-Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 39, S. 516—518 m. 3 Abb. Es wird die Rücksicht auf den Querverkehr, d. h. auf die freie Verbindung zwischen Gehweg und Fahrdamm für den Fußgänger und die für sie maßgebenden Gesichtspunkte bei Aufstellung eines Projektes besprochen.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

1121. Die Instandsetzung der gewölbten Brücken der Berliner Stadtbahn. Von Reichsbahnrat J. Grapow, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 40, S. 525—540 m. 42 Abb. Nach kurzem Bericht über die Vorgeschichte der Stadtbahn werden die im Laufe der Zeit eingetretenen Zerstörungen, ihre Ursachen und die Art der Schäden, die Entwurfsbearbeitung für die Verstärkung und Ausbesserung der gemauerten Stadtbahnbogen, sowie der Endpfeiler — letzterer im Zusammenhang mit einem Vorspannungsverfahren —, ferner die Ausführung der Instandsetzungsarbeiten, die dabei verwendeten Baustoffe, der Bauvorgang, das Bauprogramm und die Vertragsform beschrieben.

d) Eisenbetonbrücken.

1122. Die Hundwilertobelbrücke. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover. Grund- u. Gerüstbau 1925, Nr. 15, S. 145 bis 146 m. 4 Abb. Kurze allgemeine Beschreibung der 105 m weit gespannten Eisenbetonbogenbrücke.

e) Eiserne Brücken.

1123. Der Umbau der Warnowbrücke bei Niex an der Strecke Rostock—Laage. Von Reichsbahnrat Ehrenberg, Schwerin. Bautechnik 1925, Heft 40, S. 541—556 m. 35 Abb. Beschreibung und Kritik der alten eisernen Gerberträger-Brücke aus dem Jahre 1886. Grundlagen für den Neubau; die Pfeilerverstärkungen; das eiserne Strebenfachwerk und seine Konstruktionseinzelheiten und der Bauvorgang werden eingehend beschrieben.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1124. Studie über den horizontalen und vertikalen Wirkungsbereich von Grundwasser, Strom- und Beckenbrunnen. Von Präsident F. Hocheder. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 36, S. 555—557; Heft 37, S. 574—578 m. 11 Abb. Ausgehend von der Bewegung der einzelnen Wasserfäden zeigt Verfasser, daß die jeweils verfügbare Gefällshöhe der einzelnen Streifen stets unmittelbar durch die Reibung aufgezehrt wird. Der geometrische Ort für den Beginn der Depression beim Strombrunnen ist ein Kegelstumpf und beim Beckenbrunnen eine horizontale Ringfläche.

1125. Über die Eisbildung und den Wärmehaushalt der Gewässer. Von Oberregs.-Baurat Seifert, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 35, S. 431—434 m. 2 Abb. Schluß v. S. 399. Die Bedeutung der Unterkühlung für die Eisbildung in ruhendem und fließendem Gewässer; das Vorhandensein von Kristallisationskernen. Der Temperaturausgleich an der Spiegelfläche. Die Grund- und Schwebeeisbildung hat eisfreie Oberfläche und turbulente Strömung zur Vorbedingung. Quellennachweis.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1126. Nordamerikanische Seehafentechnik. Von Dr.-Ing. E. Foerster. Werft-Reederei-Hafen 1925, Heft 17, S. 503—512 m. 27 Abb. Verfasser hat in diesem Jahre während eines längeren Aufenthaltes in den Vereinigten Staaten und Canada Gelegenheit zu hafenbautechnischen und hafenbetrieblichen Studien gehabt, die sich auf eine Reihe der bedeutendsten Seehäfen der atlantischen Küste, des mexikanischen Golfs, sowie der pacifischen Küste und auf die Haupt-Erz- und Kohlehäfen der Großen Seen erstreckten. Die Ausführungen stellen einen ausführlichen Reisebericht dar.

1127. Der Straßburger Hafen und die Erweiterungsbauten. Von Rabut. Ann. d. P. et Ch. 1925, III. part. techn. S. 241—262 m. 1 Tafel. Die Entwicklung des Hafens seit 1855 und des Hafenverkehrs. Die Erweiterung des Hinterlandes seit dem Waffenstillstand. Notwendige Vergrößerung und technische Vervollkommnung. Finanzielle Beteiligung des Staates. Kostenangaben. Selbstverwaltung.

1128. Die Duisburg-Ruhrorter Häfen. Von Regs.-Baurat Germanus, Duisburg-Ruhrort. V. D. I. 1925, Nr. 38, S. 1213 bis 1220 m. 12 Abb. Entwicklung der Häfen; ihr Verkehr. Die Umschlaganlagen der Häfen. Die Bedeutung der Duisburg-Ruhrorter Häfen für das deutsche Wirtschaftsleben. Die wichtigsten Teile des Duisburg-Ruhrorter Hafens.

1129. Anforderungen des neuzeitlichen Güterumschlagverkehrs an den Hafenbau. Von Geheimrat Dr.-Ing. de Thierry. V. D. I. 1925, Nr. 38, S. 1209—1212. Aus der Erwägung heraus, daß ein Hafen in den seltensten Fällen eine angemessene Verzinsung seiner Anlagekosten gewährleistet, werden die einzelnen Teile des Hafens in aller Kürze besprochen.

1130. Über den Betrieb der Schiffshebewerke des Centrekanals in Belgien. Von Regs.-Baurat W. Sperling, Münster, Westf. Bautechnik 1925, Heft 38, S. 501—505 m. 4 Abb. Die Wirkungsweise der Preßwasserhebewerke. Die Trogkonstruktionen. Die Haltungs- und Trogtore. Zeitangaben über die Einzelbewegungen einer Schleusung, über den Wasserverbrauch für eine einfache oder doppelte Schleusung und über den Bedarf an Bedienungsmannschaften. Vorkehrung zur Sicherung der Tröge. Maßnahmen für unbedingte Betriebssicherheit.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1131. Die Konstruktion der Gewölbesperren in der Schweiz. Von E. Gruner. Le Génie Civil 1925, Nr. 9, S. 181—186 m. 16 Abb. Beschreibung der Konstruktion, im besonderen des Querschnittes sowie der Bauausführung einer Reihe schweizerischer Talsperren.

1132. Die Betriebseröffnung der Mittleren Isar. Von Prof. Mattern, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 35, S. 427—430 m. 8 Abb. Allgemeines aus der hydro-elektrischen Technik der bayerischen Wasserkraftanlagen. Kurzer Bericht über die Betriebaufnahme der Mittleren Isar.

1133. Über die Wahl der Turbinenart für Niederdruckanlagen mit veränderlichem Arbeitsregime. Von Dipl.-Ing. N. Popoff, Stockholm. Wasserkraft 1925, Nr. 18, S. 295 bis 301 m. 11 Abb. Die hydraulischen Anlagen werden hinsichtlich der Wahl der Turbinenart für folgende drei Arten behandelt: Die zur Verfügung stehende Wasserkraftleistung übersteigt die Nachfrage nach Energie, sie ist kleiner als die Nachfrage, und schließlich erfordert das Verhältnis der Wasserkraft zur Nachfrage in einem beliebigen Moment ein Arbeiten der Aggregate mit wechselnder Belastung.

1134. Wasserkraft und Kohle im Rahmen der Landesenergiewirtschaft. Von Dr.-Ing. O. Streck, München. Wasserkraft 1925, Nr. 17, S. 286—290. Es wird auf eine Arbeit von Dr. A. Reithinger „Die volkswirtschaftliche Bedeutung der bayerischen Wasserkräfte" Bezug genommen und im besonderen auf die Rohenergiewirtschaftsbilanz des Jahres 1922 eingegangen; es wird dabei gegen die dort erfolgte, zahlenmäßige Gegenüberstellung von Rohenergie der Brennstoffe und Nutzenergie der Wasserkräfte Stellung genommen und schließlich der Wert einer Energiebedarfsermittlung für die Landesenergiewirtschaft unterstrichen.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1135. Neuere Erfahrungen bei Erdarbeiten. Von Oberregs.-Baurat Goetzcke, Hannover. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 36, S. 441—443, Nr. 37, S. 452—455 m. 15 Abb. Bezugnehmend auf seine Ausführungen über Maßnahmen zur Beseitigung von Böschungsrutschungen, behandelt Verfasser die Ursachen und Gegenmaßnahmen von weiteren Rutschungen, die trotz Sicherung der Böschungen durch Sickerschlitze erfolgt sind. Vermeidung der Erschütterungen durch die Transportbahnen. Vertiefung der Sickerschlitze. Abflachen der Böschung je nach den geologischen Vorbedingungen und des Wasserandranges. Zum Schluß wird über den Stand der Bauausführung der Schleuse Anderten berichtet.

1136. Die Tunnelbauweise bei Städteentwässerungen. Von Stadtoberbaurat W. Schwaab, Heidelberg. Der Städt. Tiefbau 1925, Heft 17, S. 79—86 m. 6 Abb. Verfasser beschreibt zunächst die Tunnelbauweise, ihre Konstruktion und Anwendung und die mit ihr verbundenen technischen und wirtschaftlichen Vorteile; ferner gibt er die bei Herstellung der Sammelkanäle für die Schwemmkanalisation der Stadt Heidelberg und Anwendung der Tunnelbauweise gesammelten Erfahrungen wieder.

1137. Vom elastischen Verhalten der Gesteinswände in Druckstollen. Von Dr.-Ing. H. Dörr, Karlsruhe. Bauingenieur 1925, Heft 23, S. 703—706 m. 2 Abb. Die Gesteinswände in einem Stollen dehnen sich hinter dem Ausbruch her nach dem Stolleninneren zu. Folgerungen aus diesem Verhalten für den Druckstollenbau.

Straßenbau.

1137 a. Unterhaltung der Betonstraßen in Amerika. Von Baudirektor Feuchtinger, Ulm a. D. Zement 1925, Nr. 37, S. 769—771. Ausfüllen und Ausbesserung der Risse und Temperaturfugen und sonstiger schadhafter Stellen. Wiederherstellung des Betons bei Aufbrüchen. Organisation für die Unterhaltungsarbeiten. Die zur Verwendung kommenden Materialien. Die Ausrüstung des Unterhaltungstrupps. Methoden der Unterhaltung.

1138. Der Zustand der Ohio-Post-Straße nach zehnjährigem Verkehr. Nach einem Bericht von H. Jackson. Zement 1925, Nr. 36, S. 753—756 m. 2 Abb. Allgemeine Beschreibung der Straße. Material- und Konstruktionsmethoden. Sanduntersuchungen. Prüfungsergebnisse der groben Zuschlagstoffe. Bruchfestigkeit des Stein- und Kiesbetons. Die Rissebildung des Kies- und Kalksteinbetons. Die Beziehungen zwischen den Rissen und dem Untergrund. Abblätterungen in der Oberfläche.

1139. Etwas vom Kleinpflaster. Von Ministerialrat Dr.-Ing. A. Speck, Dresden. Bautechnik 1925, Heft 39, S. 513—515. Verfasser zählt die Richtlinien für eine sachgemäße Herstellung von Kleinpflaster auf und tritt für dessen Verwendung auch bei Straßen mit starkem und schwerem Verkehr besonders mit Rücksicht auf seine von keiner anderen Bauweise übertroffenen Wirtschaftlichkeit ein.

1140. Ladebreite und Ladehöhe der Fahrzeuge auf Landstraßen. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden. Verkehrstechnik 1925, Nr. 37, S. 685—689. Auf Grund der in den deutschen Ländern üblichen Ladebreiten und Ladehöhen werden Richtlinien aufgestellt und die Folgen für die Verkehrsspur, Fahrbahnbreite und Straßenbreite erörtert.

1141. Zur Staubbekämpfung auf den Straßen. Von Oberbaurat Schwaab, Heidelberg. Städt. Tiefbau 1925, Heft 17, S. 86—88. Die Verwendung der Oberflächenteerung — wie sie in Heidelberg stattgefunden hat — und die mit dem „Toxa-Material" gemachten Erfahrungen werden näher erörtert.

1142. Ein Beitrag zum Automobilstraßenbau. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel. Industriebau 1925, Heft 9, S. 216 bis 218. Die Ausführungen bilden eine Entgegnung auf den gleich lautenden Aufsatz von Stadtbaurat a. D. Dr.-Ing. Henneking (Heft 1) bzw. auf die Angriffe gegen den Betonstraßenbau.

1143. Die Beteiligung der preußischen Provinzen an der Verkehrsausstellung München 1925. Von Geh. Baurat Nessenius, Hannover. Verkehrstechnik 1925, Heft 36, S. 674—680 m. 9 Tab. Die von den vereinigten preußischen Provinzen in der Verkehrsausstellung München 1925 zur Schau gestellten Zusammenstellungen über den Umfang der Provinzialverwaltungen sowie deren Leistungen und Aufgaben werden besprochen und im Anschluß daran die auf Veranlassung des deutschen Straßenbauverbandes bearbeiteten und ausgestellten Pläne einer Versuchsstraße bei Braunschweig und eines Durchgangsstraßennetzes für ganz Deutschland.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1144. Die neuesten elektrischen A 3 + A 3-Güterzuglokomotiven der Deutschen Reichsbahn. Von Obering. Winkler †, Charlottenburg. Glasers Annalen 1925, Bd. 97, Heft 5, S. 88—92 m. 6 Abb. Die auf den schlesischen Strecken der Deutschen Reichsbahn in umfangreicher Weise eingeführte Beförderung von Personen- und Güterzügen, im besonderen die bisher in Betrieb genommenen Einrichtungen sowie die neuen elektrischen Güterzuglokomotiven werden eingehend beschrieben.

1145. C 1—h 2-Tenderlokomotive mit Torffeuerung der Kleinbahn Zwischenahn — Edewechterdamm. Von Oberregs.-Baurat a. D. Arzt, Oldenburg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 17, S. 339—342 m. 10 Abb. Eingangs gibt Verfasser einen geschichtlichen Rückblick auf die Anwendung der Torffeuerung auf ehemals oldenburgischen Staatseisenbahnen, bespricht den Wert des Torfes und beschreibt in der Folge die für die genannte Strecke bestellte Tenderlokomotive mit Torffeuerung, ihre Konstruktion, ihre Hauptabmessungen und die Betriebsergebnisse.

1146. Die Verwendung von Steilweichen in Gleisplänen. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Bäseler, München. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 38, S. 1075—1077 m. 15 Abb. Verfasser entwickelt die hauptsächlichsten Grundsätze, die zu einer planmäßigen Aufteilung des Raumes dienlich sind; die Randweichenstraße, die Parallelogrammform der Gleisgruppen, Anschluß der Stammgleise in Richtung der Weichenstraße.

1147. Lange oder kurze Schwellen? Prof. Dr.-Ing. e. h. Birk, Prag. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 12, S. 142—145 m. 3 Abb. Schluß v. S. 110. Folgerungen aus den bei ruhender Belastung gewonnenen Versuchsergebnissen. Die Beobachtungen unter bewegter Last. Die wirtschaftliche Bedeutung der zulässigen geringsten Schwellenlänge.

1148. Die Umgestaltung der Ludwigsbahn Nürnberg—Fürth. Von Dipl.-Ing. O. Freytag, Nürnberg. Bauzeitung 1925, Nr. 32, S. 294—296 m. 6 Abb. Die Ausführungen haben die Behandlung des Projektes einer unterirdischen elektrischen Schnellbahn zwischen den beiden Städten zum Inhalt.

1149. Sicherung des Eisenbahnbetriebes gegen Lawinengefahren. Von Ministerialrat A. Bierbaumer. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 17, S. 329—338 m. 19 Abb. Im Anschluß an die im Laufe des schneereichen Winters 1923/24 im Gebiete der österreichischen Bundesbahnen verschiedentlich erfolgten schweren Lawinenstürze sind Maßnahmen zum Schutze des Bahnbetriebes getroffen worden, die vom Verfasser näher behandelt werden. Verbauung der Lawinenanbruchsgebiete mittels Verpfählung, hölzerner Schneerechen, Trockenmauern und Lawinenleitwerke.

1150. Zur Frage der Verkehrssicherheit auf Eisenbahnübergängen in Schienenhöhe. Von Reichsbahnoberrat Reichert, Frankfurt a. M. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 38, S. 1077—1079 m. 4 Abb. Die Ausführungen bilden eine Ergänzung zu dem Aufsatz Lamp „Zur Frage der Verkehrssicherheit auf Eisenbahnübergängen in Schienenhöhe" in Nr. 27 der „Reichsbahn".

1151. Praktische Winke für die Fahrplanbearbeitung. Von Professor Dr.-Ing. W. Müller, Dresden. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 37, S. 611—612 m. 4 Abb. Fahrplanänderungen infolge nachträglichen Einschaltens von Haltestellen bzw. Durchfahrens von vorher gehaltenen Stationen erfordern eine Neuberechnung der Fahrzeit; sie erübrigt sich bei Kenntnis des Brems- bzw. Anfahrtszeitzuschlages. Letztere werden unter Berücksichtigung der Neigungsverhältnisse ermittelt.

1152. Technische und wirtschaftliche Fragen des Umschlagverkehrs. Von Prof. Dr.-Ing. F. Helm, Berlin. V. D. I. 1925, Nr. 38, S. 1201—1208 m. 19 Abb. Bedeutung des Güterumschlags. Umschlagvorrichtungen zum und vom Schiff. Umschlag bei der Eisenbahn. Kraftwagen und Güterumschlag. Bei den Produktionsverhältnissen Deutschlands kommen in erster Linie Kipperanlagen, insbesondere solche leichter Bauart in Frage. Wirtschaftlichkeit mechanischer Umschlagvorrichtungen und Verkehrsmittel. Höchste Wirtschaftlichkeit der Umschlagvorrichtungen hat Massenerzeugung und damit Massenverkehr zur Voraussetzung.

1153. Die Wettbewerbsfähigkeit der Lastkraftwagen mit den Eisenbahnen. Von Prof. G. Halter. Verkehrstechnik 1925, Heft 36, S. 669—674 m. 4 Abb. Der Aufsatz behandelt die Wirtschaftlichkeitsgrenzen der Kraftwagentransporte und zieht daraus Folgerungen für den Ausbau des Straßennetzes und die Verwendung geeigneter Überlandwagen.

1154. Französische Leistungen im Bau und Betriebe von Kolonialeisenbahnen. Von Prof. F. Baltzer, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 36, S. 680—682 m. 1 Abb. Die Leistungen Frankreichs beim Bau und Betrieb der Kolonialeisenbahn Thiès—Niger werden untersucht und kritisiert.

1155. Ein neuer Vorschlag für eine Gleisbremse D.R.P. Von Reichsbahnoberrat Feuerlein, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 37, S. 612—614 m. 5 Abb. Es wird die Konstruktion der Gleisbremse, die sowohl als Schwergewichts- wie als Betriebsbremse Verwendung finden kann, näher beschrieben.

1156. Zur Geschichte der Gleisbremsen. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. E. Fröhlich, Essen. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 37, S. 615—618 m. 5 Abb. Verfasser gibt in seinen Ausführungen einen Rückblick auf die Geschichte der Gleisbremstechnik, deren Entwicklungsmerkmale er tabellarisch zusammenstellt.

1157. Ablaufversuche mit der Gleisbremse „Thyssenhütte". Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Gottschalk, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 37, S. 619—624 m. 7 Abb. Es werden die Ergebnisse der an der Gleisbremse „Thyssenhütte" vorgenommenen Ablaufversuche, sowie deren Auswertung wiedergegeben. Es folgt zum Schluß die graphische Auswertung des Einflusses der Radkranzdicke und der Abnutzung der Bremsschienen.

1157 a. Erfahrungen mit der Gleisbremse System „Thyssenhütte". Von Ing. W. Simon-Thomas, Utrecht. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 37, S. 624—626 m. 4 Abb. Der wesentliche Einfluß des Ablaufprofiles auf den Betrieb der Gleisbremse „Thyssenhütte" wird nach den auf dem Verschiebebahnhof Sustern gemachten Beobachtungen erörtert.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1157 b. Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. E. Weise, Berlin-Schöneberg. Bautechnik 1925, Heft 38, S. 507—509 m. 3 Abb. Schluß a. Heft 37. Abschließend behandelt Verfasser die Grenzwerte und den Mittelwert des Wassergehaltes, die aus denen des Wasserzusatzes entwickelt werden, und entwickelt daraus, unter Bezugnahme auf den bei der Geestemünder Schleuse verwandten Beton, Richtlinien für die Bestimmung der Haupteigenschaften des fertigen Gußbetons nach den Laboratoriumswürfeln.

1158. Die neuen Bestimmungen für die Ausführung ebener Steindecken. Von Ministerialrat Geheimrat Dr. Friedrich, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 39, S. 521—523. Besprechung der in den neuen Betonbestimmungen enthaltenen Bestimmungen über die Ausführung ebener Steindecken; im besonderen der Steineisendecken bzw. der Eisenbetonrippendecken, ferner der Dachdecken.

1159. Verschiebbare Schalungsgerüste für Betonkanäle. Von Dipl.-Ing. B. Rentsch, München. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 37, S. 455—457 m. 8 Abb. Verfasser berichtet von der erstmaligen Verwendung von auswechselbarer Eisenbetonschalung bei Herstellung eines Abwassersammelkanals. Unterschieden wird Innen- und Außenschalung. Beide finden fortlaufend Verwendung; bei wechselnder Belastung ermöglicht die Außenschalung ohne zeitraubende und kostspielige Schalungsabänderung eine Veränderung der Gewölbestärke. Schließlich gestattet sie das abschnitt- und schichtenweise Stampfen des Gewölbebetons entsprechend dem fortschreitenden Arbeitsvorgang. Verfasser führt vergleichsweise ein amerikanisches und ein englisches Patent an.

1159 a. Nomographie in der Eisenbetonrechnung. Von Regsbmstr. R. Jacki, Erfurt. Beton u. Eisen 1925, Heft 17, S. 276—282 m. 8 Abb. Fluchtentafeln für das Entwerfen und die Spannungsberechnung von Plattenbalken und druckbewehrten Balken werden beschrieben und an Beispielen erläutert.

1159 b. Neuzeitliche Kohlenspeicher- und Beschickungsanlagen. Von Dipl.-Ing. K. Seysser, München. Beton u. Eisen 1925, Heft 17, S. 270—275 m. 10 Abb. Es werden folgende ausgeführte, vom Verfasser statisch und konstruktiv bearbeitete Entwürfe durchgesprochen: Die neue Kraftzentrale der Spinnerei Kulmbach, die Bunkeranlage zum Kesselhaus des Neuen Schachts in Peiting und die Erweiterung der Bunkeranlage in Peißenberg.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

1160. Die Konstruktion des Lochnerhauses in Aachen. Von Dr.-Ing. Pirlet, Aachen. Industriebau 1925, Heft 9, S. 211—215 m. 4 Abb. Beschreibung des in Eisenkonstruktion errichteten Hochhauses. Bemerkenswerte Fundierung mit Rücksicht auf den als Untergrund anstehenden Fließsand durch Verbindung der Einzelfundamente untereinander mittels durchlaufender, eisenarmierter Träger. Berücksichtigung des Winddruckes bei dem 12 Stockwerke hohen Turmbau. Die Knotenpunktausbildung der Stockwerkrahmen.

1161. Neuzeitliche Verlade- und Begichtungsanlage. Von Dr.-Ing. e. h. Schruff, Duisburg. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 36, S. 1517—1521 m. 8 Abb. Beschreibung des Lageplanes, der Gesamtanordnung, der Transporteinrichtungen, Bunker, Koksaufbereitungs-, Begichtungsanlage, der Arbeitsweise und Leistung.

1162. Die Berechnung von eisernen Überbauten mit drei Hauptträgern. Von Reichsbahnrat Lewerenz, Königsberg i. Pr. Bautechnik 1925, Heft 40, S. 557—568 m. 42 Abb. Allgemeine Beschreibung des Berechnungsganges. Die Einflußlinien der Knotenpunktlasten für einen symmetrischen Träger, Zahlenbeispiel für eine Fachwerk-Parallelträger-Brücke. Überschlägliche Bestimmung des Verhältnisses der Trägheitsmomente des mittleren und des Randträgers für neue Brücken. Entwicklung vereinfachter Formeln für Blechträgerbrücken. Zahlenbeispiel für eine Blechträgerbrücke.

1163. Grundsätzliche Fragen des Nietanschlusses von Fachwerkstäben. Von Dr.-Ing. R. Sonntag, Berlin-Friedrichshagen. Glasers Annalen 1925, Bd. 97, Heft 5, S. 94—99 m. 5 Abb. Die Ausführungen bilden eine Besprechung der Arbeit Dörnen „Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung". Verfasser geht des weiteren auf die Berechnung der Nietverbindung ein, gibt zunächst einen ausführlichen Rückblick auf die Entwicklung der Berechnungsweise und tritt zum Schluß für die Verwendung von Nieten aus hochwertigem Baustahl ein.

Holzbau.

1164. Neuzeitliche Holzbauweisen. Von Obering. W. Gr. Gutacker, Bochum, Westf. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1925, Heft 35/36, S. 312—318 m. 8 Abb. Von den Konstruktionseinzelheiten werden die geleimten Holzkonstruktionen, die Ringdübelverbindung, der konische Runddübel, die Bandeisenverbindung und die Stahlstiftverbindung beschrieben. Des weiteren behandelt Verfasser die Festigkeitseigenschaften verschiedener Holzbauweisen, die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Holzknotenpunktsverbindungen, vergleicht ferner die Wirtschaftlichkeit des Holz-, Eisen- und Eisenbetonbaues und gibt Angaben über die Lebensdauer der Holzkonstruktionen.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1165. Wie bestimmt sich der Flächenbedarf für Stadterweiterungen? Beispiel einer „Bedarfsberechnung". Von Stadtbaurat O. Schmidt, Essen. Dtsch. Bauwesen 1925, Nr. 18, S. 161—164 m. 1 Abb. An Hand der Bedarfsberechnung, die vom Verfasser anläßlich des von der Stadt Wetzlar ausgeschriebenen Wettbewerbs über einen Generalbebauungsplan angestellt worden ist, zeigte Verfasser die für die Aufstellung desselben beachteten Richtlinien und die sich aus ihnen ergebenden weiteren Ermittelungen.

1166. Ein Erweiterungsplan für Spalato. Von Regs.-bmstr. Schümann, Spalato. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 71, Stadt u. Siedlung Nr. 18, S. 137—142 m. 7 Abb. Ergebnisse des internationalen Wettbewerbes und Gesichtspunkte für die weitere Planbearbeitung.

1167. Zum Entwurf eines preußischen Städtebaugesetzes. II. Über die Behandlung von Flächenaufteilungsplänen. Von Reg.- u. Baurat Dr. St. Prager, Merseburg a. S. Dtsch. Bztg. 1925, Stadt u. Siedlung Nr. 18, S. 142—143. Verfasser vermißt in dem Gesetz die Berücksichtigung der in Preußen an vielen Stellen auf dem Gebiete der Landesplanung bisher geleisteten freiwilligen Arbeit und gibt anschließend Ergänzungsvorschläge zum Städtebaugesetz wieder, welche die freiwillige Arbeit mit dem Gesetz verbinden.

1168. Der neue Entwurf eines preußischen Städtebaugesetzes. Von Prof. Dr.-Ing. Fritz Schumacher, Hamburg. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 35, S. 424—427. Ausführliche Besprechung des Gesetzes, zu dem Verfasser eine Reihe von ergänzenden Vorschlägen macht.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1169. Zur Frage der Wirtschaftlichkeit der Rollenlager im Straßenbahnbetrieb. Von Dir. H. Angström, Upsala (Schweden). Verkehrstechnik 1925, Nr. 37, S. 694—696. Unter Bezug auf den Aufsatz des Direktors Vogel in Heft 8/1925 verweist Verfasser auf einige wichtige Faktoren, die nicht vernachlässigt werden dürfen, wenn es darauf ankommt, die Kraftersparnis, die durch Einführung von zweckentsprechenden Rollenlagern beim Straßenbahnbetrieb erzielt wird, klarzustellen.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

1170. Die Bewertung der Wasserkraft in der Steuerpraxis. Von Rechtsanwalt Dr. Kurzmann, München. Wasserkraft 1925, Nr. 18, S. 304—305. Der Erlaß des Reichsfinanzministers vom 21. III. 1925 betr. Heranziehung von Wasserkräften zur Vermögenssteuer 1924 zieht nur das Wassernutzungsrecht und die Wasserkraftanlage als Gegenstände des Anlagekapitals in Betracht, so daß nicht der Ertragswert, sondern der Anschaffungs- und Herstellungspreis maßgebend ist.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1171. Neues Verfahren zur Herstellung von Aluminiumzement. Concrete, Cement-Mill-Section, vom Mai 1925, S. 59—60. Neue patentierte Verfahren von E. C. Eckel in Washington zur Herstellung von Aluminiumzement zusammen mit Gußeisen in Hochöfen oder elektrischen Öfen großer Abmessungen aus gewöhnlichen Rohstoffen (Bauxit, Kalkstein, Eisenerz, Koks) ohne Vorbrennen und Vormischen mit vollständigem Ausscheiden des flüssigen Eisens unter der Zementschmelze. Zementzusammensetzung 25—50% Kalk, 25—50% Aluminium, 10—20% Silizium und Eisenoxyd zusammen, davon 3—10% Eisenoxyd. Abminderung der Kosten unter diejenigen von Portlandzement (jetzt 2½—3 mal höher).

1172. Zur Frage der Wirkung von Säuren auf Beton. Von Oberbaurat N. Buer, Hamburg. Bauingenieur 1925, Heft 25, S. 760—762. In dem Bestreben, einige weitere Klarheit in die Beurteilung des heute so vorherrschenden Baustoffes zu bringen, teilt Verfasser seine beim Bau hamburgischer Vorortbahnlinien durch Moorgebiete in Langenhorn und Ahrensburg gemachten Beobachtungen mit.

Baumaschinen und Förderanlagen.

1173. Betonförderung auf einer langen Baustrecke. Concrete vom Juli 1925, S. 26—27 m. 2 Abb. Wirtschaftlichstes Verfahren der Betonförderung für den Bau eines großen Abwasserkanals von 2,4 km Länge in Buffalo von der Mitte der Baustrecke aus mittels Kraftwagen bis zur Arbeitsstelle und Verteilung längs der Arbeitsstelle mittels eines 90 m langen, mit dem Fortschreiten der Arbeit versetzbaren Fördergurtes.

Statik und Festigkeitslehre.

1174. Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen. Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg. Bautechnik 1925, Heft 42, S. 598—600 m. 1 Abb u. 2 Tab. Schluß a. Heft 39. Abschließend behandelt Verfasser das System mit zwei durchgehenden Querverbindungen und ermittelt auch hier den für die Randträger und die inneren Träger maßgebenden Wert des infolge Belastung durch Verkehrslast erforderlichen Widerstandsmomentes.

1175. Entwicklungsstand und Probleme der modernen Flugzeugstatik. Von Dipl.-Ing. K. Rühl, Berlin-Johannisthal. Bauingenieur 1925, Heft 25, S. 747—753 m. 6 Abb. Im ersten Abschnitt wird die Bedeutung der Statik im Flugzeugbau allgemein und an numerischen Beispielen erörtert, darauf der statische Aufbau des normalen Flugzeugs untersucht und anschließend die Entwicklung der Flugzeugstatik während des Krieges hinsichtlich der Bestimmung der äußeren Kräfte, der inneren Spannungen und der Materialeigenschaften erläutert. Es folgt eine Besprechung der wichtigsten Entwicklungstendenzen der Nachkriegszeit und zum Schluß eine kurze Erörterung des möglichen und zu erwartenden Einflusses der Flugzeugstatik auf die allgemeine Baustatik.

1176. Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen. Von Reichsbahnrat O. Blunck, Altona. Beton u. Eisen 1925, Heft 18, S. 292—294. Es werden die anläßlich des Flensburger Unfalles erfolgten Erörterungen auszugsweise aneinandergereiht und gegenübergestellt.

1177. Die Ausrüstung von Dreigelenkbogenbrücken. Von Stadtbauing. Menken, Magdeburg. Beton u. Eisen 1925, Heft 18, S. 290—292 m. 5 Tab. u. 1 Abb. Im Anschluß an die über dieses Thema zahlreich verbreiteten Erörterungen beschreibt Verfasser, der sich der Ansicht von Prof. Dr.-Ing. Mörsch anschließt, das Ausrüsten der in den Jahren 1914—22 erbauten Sternbrücke (Dreigelenkbogen) in Magdeburg, das durch gleichzeitiges Ansetzen der Arbeiter an sämtlichen Spindeln bzw. durch Absenkung der voneinander abhängigen Gewölbe in einem Arbeitsgange erfolgte.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

1178. Brückenbetonproben in Kalifornien. Von Harlan D. Miller, Brückeningenieur der kalifornischen Straßenbauverwaltung. Concrete vom August 1925, S. 49 m. 1 Schaulinientafel. Entnahme von 800 Proben fertig gemischten Betons von 50 Brückenbaustellen in den verschiedensten Teilen Kaliforniens, gleichartige Herstellung von Probezylindern mit gleichartiger Erhärtung wie im Bauwerk. Prüfung im Laboratorium nach 10 und 28 Tagen. Bruchfestigkeit bei 58 Proben nach 10 Tagen von 105 bis 245, im Mittel 182 kg/cm², nach 28 Tagen von 200 bis 320, im Mittel 260 kg/cm².

d) Eisenbetonbrücken.

1179. Berechnung und Bau einer Eisenbeton-Straßenbrücke über den Oberlauf des Mincio. Von Ing. Jakob Segalla. Il Cemento armato vom August 1925, S. 99—100 m. 1 Abb. und 1 zeichn. Berechnung. 2 Öffnungen von je 20 m Lichtweite, Parabelträger der Vierendeelbauart aus Eisenbeton mit 21,1 m Stützweite, infolge der etwas schrägen Flußkreuzung, 2,5 m Feldweite und 3,1 m größter Höhe mit überhöhtem Windverband in der Mitte. Lichte Verkehrsbreite 3 m, lichte Höhe 3,6 m. Größte Belastung 400 kg/m² oder ein Lastkraftwagen mit (3 + 5) = 8 t Achsdruck und daneben 400 kg/m². Verbrauch an Kiesbeton 1 : 2 : 4 für beide Überbauten 64 m³, an Rundeisen 11000 kg, an Rüstholz 50 m³. Baukosten 45000 Lire. Durchbiegung beim Ausrüsten $1/_{22\,200}$ der Stützweite, bei der Probebelastung mit 400 kg/m² (24 t) nach 10 Wochen Erhärtung 0,5 mm.

1180. Ungewöhnliche Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton. Von Earl C. Mc Cain. Concrete vom August 1925, S. 18—20 m. 1 Abb. u. 1 Zeichn. Zweigleisige Eisenbahnbrücke in Pueblo (Col.) über 5 Öffnungen von je 12 m Stützweite durchlaufend, mit Doppeltrogquerschnitt, die 3 m tief in Hochwasser eintaucht und deren Tragwände deshalb geschlossen 3,6 m über Schienenoberkante reichen und mit den schmalen Pfeilern und den Widerlagern verankert sind. Gebaut für die schwersten Lokomotivlasten. Verbrauch 4500 m³ Beton und 200000 kg Bewehrungsstahl. Baukosten 110000 Dollar.

1181. Eisenbetonbrücke von 4 km Länge. Von Ernest E. Garrison. Concrete vom August 1925, S. 35—39 m. 19 Abb. Ausführliche Beschreibung der Ende 1924 fertiggestellten Brücke von 4 km Länge und 4 Kraftwagenbreiten (10 m) über die Meeresbucht von Tampa an der Westküste von Florida mit 2400 Eisenbetonpfählen von 6 bis 18 m Länge, 19000 m³ Eisenbeton für Überbau, Fahrbahn und Brüstungen und Beschreibung der Bauausführung mit Druckwasser-Dampf-Rammen zum gleichzeitigen Eintreiben von 4 Pfählen und mit schwimmenden Betonmisch- und gießmaschinen.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1182. Getreidesilo in Kaposvár (Ungarn) für die Dampfmühle der A.-G. für Landwirtschaftliche Industrie, Budapest. Von Dipl.-Ing. W. Obrist, Budapest. Beton u. Eisen 1925, Heft 18, S. 285—287. Allgemeine Beschreibung des Eisenbetonsilos, der Berechnungsgrundlagen und der Ausführung.

Gründungsarbeiten usw.

1183. Auswechslung von Tragpfählen ohne Betriebsunterbrechung. Von C. P. Dunn, Portland. Concrete vom Juli 1925, S. 3—5 m. 1 Zeichn. u. 9 Abb. Absägen der 2500 am Kopf angefaulten kiefernen Tragpfähle 4,2 m unter der 90 cm starken Eisenbetongründungsplatte des Dampfkraftwerkes in Portland (Oregon) und Ersatz von je 4 Pfählen durch eine Eisenbetonsäule von 43 cm Stärke mit Spiralbewehrung, auf Kopf- und Querschwellen aus Eisenbeton gesetzt und mit Stahlkeilen gegen die Decke gepreßt. Belastung einer Säule 56 Tonnen (je 900 kg). Säulen und Schwellen voraus fertiggemacht. Durchführung der Auswechslung in 5 Monaten ohne Senkungen in der Grundplatte und ohne Betriebunterbrechung der Kessel und Dampfturbinen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1184. Studie über den horizontalen und vertikalen Wirkungsbereich von Grundwasser, Strom- und Beckenbrunnen. Von Präsident F. Hocheder. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 39, S. 610—612. Fortsetzung v. S. 592. Anschließend folgt ein Rechnungsbeispiel eines Grundwasserbeckens. Vorausgesetzt wird der Beharrungszustand, bei welchem die Wasserzufuhr gleich der Wasserentnahme ist und ferner, daß bis zur Herstellung dieses Zustandes vor völliger Ausbildung der Absenkungsflächen das über diesen Flächen stehende Wasserquantum verbraucht wird und bei Ingangsetzung der Pumpen zunächst das Wasser aus dem Absenkungstrichter neben dem außerhalb des Absenkungstrichters herandrängenden Wasser gefördert wird.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1185. Der Bau der Strecke Nordholland—Wieringen des Abschlußdeiches der Zuidersee. Von Obering. van Kuffeler, Scheveningen. Bautechnik 1925, Heft 42, S. 595—598 m. 12 Abb. Zunächst wird die Abschließung der Zuidersee begründet; im übrigen berichtet Verfasser über den geplanten weiteren Bauvorgang im Zusammenhang über die bei den Arbeiten im Amsteltief gemachten Erfahrungen.

1186. Die Schleusungsdauer bei langsam zunehmendem Zuflusse. Von Regs.- u. Baurat Dr.-Ing. R. Winkel, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 38, S. 467—468 m. 1 Abb. Mit Rücksicht auf die rohe Annäherung bzw. Unzulänglichkeit in der Berechnung der Schleusungszeit bei Voraussetzung der vollen Wirksamkeit der Umlauföffnung der Schleuse von Anfang an ist in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin ein Rechnungsverfahren ausgebildet worden, das die Zeitdauer und Gefällverminderung während des Schützhubes bis zur höchsten Schützstellung, also bis zur Erreichung der vollen Durchflußfläche, berücksichtigt. Die Brauchbarkeit der wiedergegebenen Berechnungsweise hat sich bei den vielen Anwendungen auf die Modellschleusungen im weitesten Umfange erwiesen.

1187. Über Segment-Torverschlüsse in Schiffahrtsschleusen. Von Regs.-Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 38, S. 461—464 m. 8 Abb. Für die auch bei strömendem Wasser gefahrlose und betriebsichere Handhabung eines Verschlusses für die Wasserabführung durch die Schleuse kommen Segmenttore mit wagerechter und senkrechter Achse in Anwendung. Erstere Art wird an der Hand von ausgeführten Beispielen und in bezug auf den Segmentverschluß näher beschrieben.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1188. Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaus. Von Obering. Becher, Gustavsburg. Bauingenieur 1925, Heft 25, S. 753—760 m. 16 Abb. Schluß v. S. 728. Behandlung der Walzenwehre, im besonderen ihres Verschlusses, ihrer Querschnittsform, ihrer Lichtweiten und der Sektorwehre.

1189. Die Spannungsverhältnisse in Staumauern. Von Dr.-Ing. N. Kelen, Mannheim. Beton u. Eisen 1925, Heft 18, S. 287—290 m. 5 Abb. Verfasser nimmt Stellung gegen die in gleicher Zeitschrift veröffentlichte Arbeit von Ministerialrat Dr.-Ing. Gebauer, Wien, worin die Prüfung schräg gerichteter Schnitte statt der wagerechten Fugen empfohlen wird. Die in der Praxis übliche statische Berechnung, im besonderen die ihr zugrunde gelegten Annahmen werden aufgezählt und besprochen. Schließlich führt Verfasser an einem Beispiel den Nachweis für die Richtigkeit der bisherigen Rechnungsweise.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1190. Betonauskleidung eines Eisenbahntunnels in Kanada. Concrete vom Mai 1925, S. 162—163 m. 2 Abb. Ein zweigleisiger Eisenbahntunnel von 8 km Länge ist unter Aufrechthaltung des Zugverkehrs auf einem Gleise in 4 Jahren mit Beton ausgekleidet worden. Die Auskleidung erhielt im Scheitel 23 cm, am Fuße 46 cm Stärke. Der Hohlraum wurde mit Stein ausgepackt und zur Vermeidung zu hoher Belastung in zwei Stufen mit Hilfe von Druckluft mit Beton hinterfüllt. Die Wochenleistung war durchschnittlich 40 m. Alle Arbeitsmaschinen im Tunnel wurden elektrisch angetrieben, die Gebläse am Tunneleingang zur reichlichen Lüftung des Tunnels mit Halb-Dieselmotoren.

Straßenbau.

1191. Bau von Betonstraßen. Von A. T. Goldbeck-Vorstand der Prüfungsabteilung des Bundesstraßenamtes der Ver, einigten Staaten. Concrete vom August 1925, S. 26—28 u. 44—46 m. 7 Schaulinientafeln. Untersuchung des Untergrundes hinsichtlich mechanischer Zusammensetzung, Kapillarwassergefäll, Wasser- und Farbzurückhaltung, Verkrümelung in Wasser, Wassersättigung, Tragfähigkeit und Schwindung, Verbesserung schlechten Untergrundes durch Kies- oder Schlackenlagen; Untersuchung des Betons hinsichtsichtlich Dehnung und Schwindung mit dem Wassergehalt, Temperaturausdehnung, Druckfestigkeit, Bruchgrenze, Elastizitätszahl, Ermüdung, Zugfestigkeit.

1192. 20 Jahre Betonstraßenbau. Von Direktor H. Kügler, München. Beton u. Eisen Heft 18, S. 294—295 m. 4 Abb. Die seit etwa 20 Jahren von der Tief- und Betonbaugesellschaft m. b. H. u. Co., München, im Betonstraßenbau gesammelten Erfahrungen und ihre Bauweise werden kurz an Hand einiger Skizzen erläutert.

1193. Schotterstraßenbefestigung mit Tonerdezement. Von H. C. Badder, London. Concrete vom Juli 1925, S. 20—21 m. 2 Abb. Erfolgreiche Verwendung von Tonerdezementmörtel zur Verfestigung neuer Decklagen, 7½ cm stark, aus Granitschotter, trocken profilgerecht festgewalzt, darauf den Mörtel (1 Teil Tonerdezement auf 7 Teile scharfen Sand und Splitt) 1¼ cm stark trocken ausgebreitet, mit dem Sprengwagen eingeschwemmt, mit Besen in die Fugen gekehrt und nochmals glattgewalzt. Nach einem Jahre bei einem Verkehr von 600 t täglich, davon drei Viertel Kraftwagenverkehr, keine Rollsteine und keine Schäden.

1194. Verstärkung von Straßen. Von Allen Brett, Cleveland. Concrete vom Juli 1925, S. 2. Vorschlag, die für den künftigen Verkehr erforderliche Stärke der Straßendecke nicht durch Aufreißen der alten und Einbau einer schließlich doch unzureichenden neuen herzustellen, sondern durch Decklagen von 10 bis 15 cm Stärke auf die jeweils weitest abgenutzte alte Straße.

1195. Moderner Straßenbau. Von Oberbauamtmann H. Stillkrauth, München. Verkehrstechnik 1925, Nr. 38, S. 707—711. Verfasser tritt für die allgemeine Verwendung von Kleinpflaster ein.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1196. Die Leistungsfähigkeit von Gleisanlagen. Von Reichsbahnrat Ammer, Stuttgart. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 38, S. 646—647. Es wird der Begriff „Gütegrad" erläutert und der Wert des Gütegrades hinsichtlich der Bestimmung der vergleichsweisen Wertigkeit der Bahnhöfe entwickelt.

1197. Zur Ausbildung von größeren Personenbahnhöfen. Von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. W. Cauer, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 38, S. 641—645 m. 6 Abb. Selbständige Einführung der Streckenhauptgleise in die Bahnhöfe. Vorbahnhöfe. Technische Verwirklichung der Gleisführung. Vermehrte Bahnsteiggleise und ihre gegenseitige Vertretung. Hintereinanderschaltung von Bahnsteiggleisen. Hilfs- oder Notverbindungen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1198. Die Rolle der Bügel bei Brandfällen. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Dtsch. Bztg. 1925, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 20, S. 159. Verfasser tritt dafür ein, daß sowohl bei Säulen als auch bei Trägern, über das vorschriftliche Maß hinaus, die Bügel im Hinblick auf den ausreichenden Schutz des Kerns bei Brandfällen enger und manchmal auch mit etwas größerer Stärke angeordnet werden.

1199. Feuerwiderstand von Betonsäulen. Concrete vom Juli 1925, S. 8. Bei Feuerproben bis 4 Stunden von 62 Betonsäulen Abblättern und Rissigwerden von Säulen aus Quarz-, Hornstein- oder Granitgestein, gute Haltbarkeit von solchen aus Kalkgestein, weniger gute von solchen aus Melaphyr oder Hochofenschlacke. Gute Haltbarkeit von Säulen aus quarzigem Gestein bei Netzbewehrung unter der 4 bis 7½ cm starken Außenschicht.

1200. Gewölbte Abwasserkanäle aus Eisenbeton. Von Charles E. Sharp. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, S. 1082—1113 m. 19 Abb. u. 10 Zahlentafeln. Berechnung und Hilfstafeln für einfache und gekuppelte gewölbte Kanäle aus Eisenbeton mit eingespannten und gelenkigen Bogenfüßen mit verschiedenen Belastungsarten. Anwendung auf die halbkreisförmigen Abwasserkanäle bis 10 m Lichtweite von St. Louis.

1201. Sprunganlagen in Schwimmanstalten. Von Ing. O. Spiegelberg, Erfurt. Gesundheitsing. 1925, Heft 39, S. 481 bis 486 m. 10 Abb. Die vorschriftsmäßigen Anforderungen, die vom sportlichen Standpunkt an Sprungtürmen zu stellen sind, werden aufgezählt und anschließend die Konstruktion und Ausführungsweise von Sprunganlagen erörtert. Verfasser gibt den Eisenbetonkonstruktionen den Vorzug und führt zur Veranschaulichung einige Beispiele auch im Bilde an.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

1202. Stahlwohnhäuser in England. Von Regsbmstr. a. D. C. Fest, Essen. Dtsch. Bztg. 1925, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 20, S. 154—159 m. 13 Abb. Der Wohnungsbedarf in England. Der Kleinwohnungsbau und seine wirtschaftliche Lösung. Fabrikmäßige Herstellung von Wohnungsbauten und die an sie zu stellenden Grundbedingungen. Bauarten und Konstruktionen verschiedener Firmen werden angeführt.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1203. Ein neuer deutscher Stahl. Von Dr.-Ing. e. h. Dr. techn. e. h. Schaper. Bautechnik 1925, Heft 45, S. 631—632. Verfasser beschreibt kurz einen sogenannten F-Stahl, der von der Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation Charlottenburg in den Boßhardtöfen hergestellt wird, und der nach den bisher vorliegenden Erfahrungen den St. 48 übertrifft.

1204. Erforschung und Prüfung der feuerfesten Baustoffe für die Hüttenindustrie in Deutschland. Von Dr.-Ing. H. Schulz, Dortmund. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 42, S. 1733 bis 1739 m. 4 Abb. Mitt. a. d. Werkstoffausschuß d. V. dtsch. Eisenhüttenleute. Praktische Bedeutung und Schwierigkeiten der Prüfung feuerfester Baustoffe. Die im Betriebe an die feuerfesten Baustoffe gestellten Ansprüche. Die bestehenden Untersuchungsverfahren: Prüfung auf Analyse, Segerkegel-Erweichungspunkt, Feuerstandfestigkeit unter Belastung, Porosität, spezifisches Gewicht, Raumbeständigkeit, Struktur, Wärmeleitfähigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen Temperaturwechsel sowie gegen chemische Einflüsse; ihre Bewertung und Beziehungen zu den praktischen Ansprüchen. Versuchsofen für Prüfung feuerfester Steine bei der Dortmunder Union. Die Normung der Prüfverfahren und Eigenschaften. Ergebnisse der Untersuchung von Silikatsteinen in Form von Häufigkeitskurven.

1205. Neue Bedingungen für die Lieferung von Zementröhren. Von Stadtoberbaurat Dr. Schubert, Gotha. Bautechnik 1925, Heft 44, S. 628. Es wird der Inhalt der „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Zementrohren" kurz wiedergegeben und einzelne bemerkenswerte Bestimmungen besprochen.

Baumaschinen und Förderanlagen.

1206. Die Wirtschaftlichkeit der Hebezeuge in Lokomotiv-Richthallen verschiedener Bauart. Von Reichsbahnrat Stratthaus, Trier. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Nr. 18, S. 376—388 m. 5 Abb. u. 8 Tab. Leistung der Hebezeuge unter Berücksichtigung der Werkstattform. Wirtschaftliche Geschwindigkeit der Laufkrane. Höhe der Richthallen. Musterformen der zum Vergleich herangezogenen Werke. Bauform und Betriebskosten der Krane. Betriebskosten der Richthallen einschl. Schiebebühnen.

1207. Berechnung des wirtschaftlichen Durchmessers einer Druckleitung bei Anwendung elektrisch betriebener Pumpen. Von Ch. Driessen, Utrecht. Bautechnik 1925, Heft 43, S. 614—615. Als Grundlage der Berechnung wird vom Verfasser der Preis des Wassers, nicht die Beschaffungskosten der Leitung oder Maschine, gefordert und eine Formel wiedergegeben, die dieser Forderung Rechnung trägt. Es folgt abschließend ein Zahlenbeispiel.

1208. Die Verteilanlagen für Gußbeton. Von Ing. H. Fernau. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1925, Heft 39/40, S. 343—348, Heft 41/42, S. 359—363 m. 12 Abb. u. 2 Tab. Die verschiedenen bekannt gewordenen Formen von Verteilanlagen für Gußbeton werden ihrem Wesen nach kurz dargestellt, ihre Anwendung wird durch Beispiele erläutert; es wird der Versuch gemacht, Vor- und Nachteile der einzelnen Systeme aufzuzeigen, und für jedes derselben den Anwendungsbereich abzugrenzen. Zum Schluß werden die dem Gußbeton eigentümlichen Wesensmerkmale behandelt.

Statik und Festigkeitslehre.

1209. Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern. Von Dr.-Ing. Herm. Craemer, Düsseldorf. Bautechnik 1925, Heft 44, S. 627—628 m. 2 Abb. Verfasser wendet sich gegen die Berechnung des Kippsicherheitsgrades aus der Mittelkraft des Mauer- und Erdgewichtes und gegebenenfalls der lotrechten Seitenkraft des Erddruckes, sowie aus dem wagerechten Erddruck. Aus den gegebenen Lasten werden zunächst die unbekannten Auflagerkräfte, alsdann für einige besonders gefährdete Schnittstellen die Resultierende der auf sie einwirkenden Kräfte und hieraus die im Schnitt auftretenden Spannungen abgeleitet. Anschließend folgt daraus die Ermittelung der Sicherheit aus der Aufnahmefähigkeit und der Beanspruchung.

1210. Beitrag zur Nietstaffelberechnung bei genieteten Blechträgern. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. O. Syffert, Nürnberg. Bautechnik 1925, Heft 45, S. 638—640. Verfasser erörtert die Annahme des homogenen Querschnittes genieteter Blechbalkenträger, die Aufgabe des Querschnittsanschlusses und die Nietstaffel in ihrer Anlehnung an die Maximallinie der Normalspannungen als weiteste Begrenzung der Nietabstände.

1211. Elastizität und Festigkeit von Glas als Baustoff. (Mitt. a. d. Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.) Von Otto Graf. Bautechnik 1925, Heft 45, S. 640. Es werden die Ergebnisse einer Reihe von Versuchen, die Elastizität, die Biegungsfestigkeit, Druckfestigkeit und die Widerstandsfähigkeit bei Beanspruchung durch Schlag mitgeteilt.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

1212. Der Wettbewerb für die Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. Von Prof. H. Kayser, Darmstadt. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 40, S. 487—493 m. 10 Abb. Ausführliche Besprechung der Entwürfe, im besonderen der Konstruktionseinzelheiten der eisernen Brücken.

1213. Wettbewerb für den Entwurf der Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 82, Wettbewerbe Nr. 8, S. 61—63 m. 3 Abb. Nach Aufzählung der Ausschreibungsbedingungen werden die vom Preisgericht bei der Beurteilung in Ergänzung der Wettbewerbsbedingungen beobachteten Grundsätze und anschließend die einzelnen preisgekrönten und zum Ankauf empfohlenen Entwürfe behandelt.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1214. Zur Frage der Berechnung und Ausführung von Eisenbetonschornsteinen. Von Ing. A. Bonhardi, Teplitz-Schönau. Beton u. Eisen 1925, Heft 19, S. 305—306. Ergänzend zu einem Aufsatz gleicher Überschrift in Heft 13 dess. Jahrg. Beton und Eisen weist Verfasser auf die verschiedenen Schornsteinsysteme bzw. auf die abweichenden statischen Berechnungen hin.

Gründungsarbeiten usw.

1215. Die Gründung einer Kranbahn mit Preßbetonpfählen im städtischen Industriehafen zu Emmerich. Von Regsbmstr. Kayser. Bautechnik 1925, Heft 44, S. 624—626 m. 4 Abb. Nach einleitender Begründung der Verwendung von Preßbetonpfählen wird die Ausführungsweise nach dem von Obering. Eugen Fischer patentierten Verfahren näher beschrieben. Traglast eines Eisenbetonpreßpfahles bis zu 40 t.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

— — — —

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1216. Beton-Talsperrenmauer. Von Earl C. Mc Cain. Concrete vom August 1925, S. 18 u. 20 m. 1 Abb. u. 1 Zeichn. 500 m lange Überfallmauer im Anschluß an einen 450 m langen Erddamm mit Höhen von 10 bis 21 m zum Aufstauen von 25 Mill. m³, 10 km oberhalb der Stadt Pueblo (Col.), aus Gußbeton, Mauerinhalt 19000 m³, Baukosten von Mauer und Erddamm 300000 Dollar.

1217. Neuere wasserwirtschaftliche Grundsätze und Bauformen der Wasseraufspeicherungen. Von Oberregs-Baurat Prof. Mattern. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 81, Konstruktion und Bauausführung Nr. 21, S. 161—166 m. 9 Abb. Verfasser gibt einen geschichtlichen Rückblick wieder und erörtert in diesem Zusammenhang die Frage, welche Hauptnutzungen und Bauformen sich in den letzten Jahrzehnten in den einzelnen Kulturländern je nach den natürlichen Vorbedingungen herausgebildet haben.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1218. Der Bergrutsch beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels bei km 60 + 303 der Schwarzwaldbahn. Von Reichsbahnrat W. Keim, Villingen. Bautechnik 1925, Heft 45. S. 632—635 m. 8 Abb. Die geologischen Verhältnisse der Rutschstelle. Die Ursachen des Felssturzes sind in der zerklüfteten Beschaffenheit des Miarolitgranits und Granitporphyrs zu suchen. Der Vorgang des Rutsches. Wiederherstellung der Tunnelstrecke.

1219. Der Tanna-Tunnel bei Atami in Japan. Die Atami-Bahn. Von Regsbmstr. Btiske, Tokyo. Bautechnik 1925, Heft 44, S. 619—624 m. 13. Abb. Beschreibung des in der Ausführung begriffenen Tunnelprojektes. Die geologischen Vorbedingungen, insbesondere die durch starken Grundwasserandrang auftretenden Schwierigkeiten. Linienführung und Neigungsverhältnisse, Baustelleneinrichtung.

Straßenbau.

1220. Unterhaltung von Beton- und Klinkerstraßen. Von A. H. Hinkle, Vorstand der Unterhaltung der Staatsstraßen in Indiana. Concrete vom August 1925, S. 30—33 mit 1 Zeichn. u. 1 Zahlentafel. Ausführliche Beschreibung des Ausfüllens von Rissen und Fugen mit Asphaltemulsion (kalt) oder Teer (heiß) und des Flickens kleiner und großer Fehlerstellen mit raschbindendem Beton aus Portland- oder Aluminiumzement samt Einzelvorschriften für Mischungen und Zusatz von Calciumchlorid und Kostenangaben.

1221. Die Verbesserung der Wege. Von Franz Balatroni, Bologna. Ingegneria vom August 1925, S. 297—299. Hinweis auf die Notwendigkeit, nicht nur das Hauptverkehrsnetz, Eisenbahnen und Durchgangsstraßen, sondern auch die Zwischenverbindungen und die Zufahrten planmäßig durchzuführen unter Zusammenwirken aller Beteiligten, sowie größere Mittel für die Unterhaltung bereitzustellen entsprechend der Verteuerung der Arbeitslöhne und der Zunahme der Verkehrslasten und der Verkehrsgeschwindigkeit.

1222. Umstellung im deutschen Straßenbau. Von Landesbaurat Schneiders, Weilburg a. d. Lahn. Verkehrstechnik 1925, Nr. 39, S. 726—727 m. 1 Abb. Es werden einmal die Erwägungen, die von der Steinschlagbahn zum Würfel im Kleinpflaster geführt haben und jetzt in der Platte zum Abschluß kommen müssen, zum anderen die Überhöhungen in den Kurven zur Anpassung an den Kraftwagenverkehr besprochen.

1223. Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung in Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 39, S. 727—729. Es wird die der Berliner Stadtverordnetenversammlung zur Beschlußfassung zugegangene „Ordnung über die Erhebung von Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung" und die vom Magistrat Berlin erfolgte Begründung mitgeteilt.

1224. Zur Entstaubung der Autostraßen. Von Dr. med. Wolff, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 40, S. 794—796. Die Notwendigkeit der Entstaubung der Autostraßen und die Bestrebungen zur Erreichung dieses Zieles.

1225. Die Anpassung der badischen Landstraßen an den Kraftwagenverkehr. Von Oberbaurat a. D. Cassinone, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1925, Heft 41, S. 805—809. Zustand der Straßen durch Nachlassen der Pflege während des Krieges und in der Nachkriegszeit bei Fehlen der erforderlichen Mittel. Verkehrsentwicklung und deren Folgen. Maßnahmen zur Anpassung der Straßeninstandhaltung und Kostenaufwand.

1226. Beschleunigte Ausführung widerstandsfähiger Decken auf den Durchgangsstraßen. Von Landesbaurat Heß, Hildesheim. Verkehrstechnik 1925, Nr. 33, S. 628—630. Verfasser begründet die nach seiner Auffassung aus wirtschaftlichen Gründen unerläßlich notwendige beschleunigte Befestigung der Durchgangsstraßen.

1227. Die Art des Straßenverkehrs auf amerikanischen Landstraßen und seine Beziehungen zur Befestigungsart. Von Prof. Dr.-Ing. Neumann, Braunschweig. Bautechnik 1925, Heft 43, S. 607—612 m. 6 Abb. Ausgehend vom amerikanischen Straßenverkehr behandelt Verfasser im Zusammenhang mit der Erörterung der in den Vereinigten Staaten an die Straßen gestellten Bedingungen die gelegentlich einer Studienreise besichtigten Straßenkonstruktionen, ihre Herstellungsweise, ihren Zustand und ihre Unterhaltungsweise unter Anführung der erforderlichen Kosten.

1228. Soliditit-Betonstraßenbau. Von Regsbmstr. Danzebrink, Köln. Zement 1925, Nr. 40, S. 824—826 m. 5 Abb. Eingangs wird das Straßendeckenmaterial näher beschrieben, anschließend über ausgeführte Versuche an Soliditit-Betonkörpern berichtet und die Ausführung von Soliditit-Betonstraßen im Zusammenhang mit der Beschreibung bestehender Straßen behandelt.

1229. Die Auswertung der Ergebnisse der Verkehrszählung auf den deutschen Staats- und Provinzialstraßen. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden. Verkehrstechnik 1925 Nr. 33, S. 621—625 m. 3 Abb. Die Auswertung der deutschen Verkehrszählung soll nach einheitlichen Grundsätzen erfolgen, für welche Richtlinien aufgestellt werden. Auf Grund der bisherigen Zählungsergebnisse im Lande Sachsen werden bereits Ergebnisse mitgeteilt und Schlüsse gezogen, insbesondere in bezug auf das Verhältnis von Zugtier- und Kraftwagenverkehr und die Erbauung von Automobilstraßen.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1230. Anlaufsteigungen. Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller, T. H. Dresden. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 41, S. 677—683 m. 8 Abb. Ermittelung der Zugbewegung auf Anlaufsteigungen. Gesichtspunkte für die Linienentwicklung vor Bahnhöfen mit Anlaufsteigungen, insbesondere für die Längen der Anlauframpen.

1231. Vom „Transportfaktor". Von Prof. Dr. Pröll, Hannover. Verkehrst. Woche 1925, Heft 39, S. 653—655 m. 3 Abb. Die Formel des „Transportfaktors" wird durch Hinzunahme von besonderen „Reisebedingungen" erweitert und dadurch zum Vergleich verschiedener Verkehrsmittel bei unterschiedlichen Betriebsbedingungen brauchbar gemacht. Es folgen Musterbeispiele.

1232. Der Lagerdienst in den Eisenbahn-Ausbesserungswerken. Oberregsbaurat. a. D. Lüders, Berlin-Grunewald. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Nr. 18, S. 388—394. Die einleitenden Ausführungen beziehen sich zunächst auf die Verhältnisse der ehem. preußisch-hessischen Staatseisenbahnen. Verfasser behandelt die Einteilung der Lager und Lagervorräte, die Auftragerteilung, Beschaffung, Abnahme, Lagerung und pflegliche Behandlung, die zweckmäßigen Einrichtungen für die schnelle Abwicklung des Lagerdienstes und die Ermittlung der Lagerkosten.

1233. Zur Ausbildung von größeren Personenbahnhöfen. Von Geheimen Baurat Prof. Dr.-Ing. Cauer, Berlin. Verkehrstechn. Woche 1925, Heft 39, S. 657—661 m. 8 Abb. Schluß. Lage und Anordnung der Bahnhofsteile. Wahl der Bahnhofsform. Überholungs- und Trennungsbahnhöfe. Leistungsfähigkeit der Bahnsteiggleise. Trennung der Verkehrswege in den Bahnhöfen.

1234. Streckenblockanlagen auf kleinen Bahnhöfen und Haltepunkten zweigleisiger Strecken. Von Baurat Ciecierski, Lübeck. Zeitschr. f. d. ges. E. B. Sicherungswesen 1925, Nr. 13, S. 100—104 m. 13. Abb. Die verschiedenen Schaltanlagen zur Sicherung der Blockstrecken. Beschreibung der mit Erlaß vom 11. Juli 1902 I D 6598 vorgeschriebenen „vierfeldrigen Form" der Streckenblockung.

1235. Überwachung der Zuggeschwindigkeit. Von Reichsbahnrat E. Besser, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Nr. 19, S. 400—402 m. 3 Abb. Die Durchführung einer Geschwindigkeitsüberwachung mit einem gewöhnlichen Morsewerk und zwei elektrischen Tastensperren wird mitgeteilt und im Zusammenhang mit den Ergebnissen auf den Wert bzw. die Notwendigkeit der Geschwindigkeitsüberwachung hingewiesen.

1236. Die Bedeutung der Hafenbahnen. Von Hafendirektor Fischer, Neuß. Verkehrstechnik 1925, Nr. 39a, S. 747—748. Der Betrieb der Hafenbahn und ihre Bedeutung als Verbindung zwischen Wasserstraße und Reichsbahn.

1237. Neue Wagen für die Berliner Nordsüdbahn. Von Geh. Baurat Dr.-Ing. e. h. Kemmann, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 39a, S. 767—772 m. 7 Abb. Ausgehend von den nach Vorschlägen des Verfassers bisher für die Berliner Nordsüdbahn beschafften Wagen von 12,90 m Kastenlänge werden jetzt nach seinen Vorschlägen, ebenfalls im Auftrage der Bahnverwaltung, vier Probezüge aus Wagen von 18 m Kastenlänge hergestellt, die eine Weiterentwicklung der bisher beschafften Wagen darstellen. Die letzteren Wagen sind eingehend behandelt. Durch die Verlängerung der Wagen wird die Stärke der Züge von 6 auf 4 Wagen vermindert.

1238. Betriebswirtschaftliche Vollabrechnung in den Eisenbahnausbesserungswerken. Von Reichsbahnrat Stinner, Berlin. Glasers Annalen 1925, Heft 7, S. 136—142 m. 1 Tafel. Vergleich der z. Z. in den Eisenbahnausbesserungswerken angewandten kameralistischen Wirtschaftsführung mit der betriebswirtschaftlichen Vollabrechnung. Behandlung der letzteren in ihrer begrifflichen und praktischen Anwendung.

1239. Die Lokomotivbehandlungsanlagen der deutschen Reichsbahn. Von Oberreg.-Baurat Reutener. Glasers Annalen 1925, Heft 7, S. 132—136 m. 2 Tafeln. In einer Reihe von folgenden, im vorliegenden Aufsatze angekündigten Arbeiten sollen die „Grundzüge für das Entwerfen von Lokomotivbehandlungsanlagen" behandelt werden; des näheren werden drei Abteilungen unterschieden: Lage und Verbindung des Lokomotivbahnhofes mit den übrigen Bahnhofsanlagen; Gleisplan der Lokomotivbahnhöfe und Einordnung der baulichen und maschinellen Einrichtungen und bauliche sowie maschinelle Einrichtungen in Einzelbehandlung.

1240. Heißdampflokomotiven für Kleinbahnen. Von Dipl.-Ing. Joh. Jacobi, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 39a, S. 755—756. Auf Grund der Fortschritte in der Anwendung des Heißdampfes für Lokomotiven wird die Forderung erhoben, bei Neuanschaffungen der Heißdampflokomotive vor der Naßdampflokomotive den Vorzug zu geben.

1241. Über Reihenbildung im Bau von Nebenbahnlokomotiven. Von Oberreg.-Baurat Wagner, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 39a, S. 748—755 m. 5 Abb. Die wirtschaftlichen und technischen Vorteile des Reihenbaues bei Lokomotiven werden behandelt und sodann die Typenreihe für Nebenbahnlokomotiven der Reichsbahn ausführlich beschrieben.

1242. Vergleich der Betriebskosten von Triebwagen und Dampfzügen. Von Regsbmstr. a. D. Direktor M. Semke, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Nr. 39a, S. 744—746 m. 4 Abb. u. 4 Tab. Die Ergebnisse des Triebwagenverkehrs einer Anzahl von Kleinbahnen werden an Hand von Aufzeichnungen wirklicher Ausgaben zusammengestellt und verglichen mit den ebenso ermittelten Kosten leichter Dampfzüge bei denselben oder ähnlichen Verkehrsunternehmungen. Die Ergebnisse werden zu Vorschlägen zusammengefaßt für die bei Kleinbahnpersonenzügen zu verwendenden Betriebsarten.

1243. Die technischen Grundlagen und Einrichtungen des Lokomotivausbesserungswerkes im Eisenbahnwerk Brandenburg-West. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Neesen, Kirchmöser a. d. Havel. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Nr. 18, S. 347 bis 357 m. 14 Abb. Die allgemeine Lage des Werkes, die Vorbedingungen für den Werkstattbau, das Zerlegungsverfahren, die Art der Arbeitsausführung, die Leistungsfähigkeit, die Größenverhältnisse, die Werkstattsform, der Gang der Lokomotiven durch die Werkstatt, die Ausrüstung der einzelnen Werkstätten, die Kraftversorgung, das Förderwesen, das Fristenwesen, die Zeiten der Bauausführung und der Inbetriebnahme, die erreichte Ausbesserungszeit einer P 8, sowie die Zusammensetzung der Belegschaft.

1244. Der Vorrats- und Austauschbau in der Lokomotivausbesserung. Von Reichsbahnrat Ebert, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Nr. 18. S. 369—376 m. 7 Abb. Der Vorrats- und Austauschbau löst die ursprüngliche handwerksmäßige Art der Lokomotivausbesserung ab und ermöglichst ihre fabrikationsmäßige Gestaltung in der Richthalle und die fließende Fertigung in den Teilwerkstätten. Das Einschieben von Vorrats- und Austauschstücken erleichtert die Einführung des Verfahrens. Der Kapitalaufwand für diesen Einsatz von Vorrats- und Austauschstücken muß genau rechnerisch und zeichnerisch ermittelt werden, um dadurch die günstigsten Ausbesserungszeiten der Lokomotiven festzulegen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1245. Betonwaren für Eisenbahnzwecke. Von A. C. Blackall, London. Concrete vom Juli 1925, S. 10 m. 1 Abb. Vielseitige Verwendung von Beton und Eisenbeton zur Anfertigung von Vorratwaren auf der London-Nordostbahn. Bis 22000 Stück jährlich in 40 Arten, als Säulen aller Art, Nummernsteine, Pflastersteine, Bodenbelagplatten, Kanalröhren und -formstücke, Pfeiler und Füllungen für Planken, Schwellen für Putzgruben. Herstellung auf einem großen Werkplatz mit neuzeitlichen Hilfsmitteln.

1246. Gerüstbrücke aus Eisenbeton in scharfem Bogen. Von Harlan D. Miller, Brückeningenieur der staatlichen Straßenbauverwaltung in Kalifornien. Concrete vom Juli 1925, S. 9—10 m. 3 Abb. Eisenbetonbrücke von 66 m Länge und 7,2 m Fahrbahnbreite und 60 cm Überhöhung auf der Außenseite in einem Bogen von 53 m Halbmesser und in 3% Steigung am Tiefpunkt langer Gefällstrecken. Gerüstpfeiler von 10 m Länge, Balkenfelder von 15 m Länge, je 4 Hauptträger. Wälzlager für die Balken. Pfeilerhöhe 10 m, Tragfähigkeit zwei 15-Tonnen-Lastkraftwagen (1 Tonne = 900 kg).

1247. Schwimmbecken aus Beton und Eisenbeton. Concrete vom Juli 1925, S. 31 m. 4 Abb. Beschreibung der Herstellung eines runden Schwimmbeckens im Staate Ohio mit 64 und 49 m Achsenlängen und 3,2 m größter Tiefe aus Beton über dem gewachsenen Boden und aus Eisenbeton über dem aufgefüllten Boden, je 15 cm stark, mit wasserdichtendem Zusatz, die Stoßfugen und die Rohrenden mit Asphaltkitt gedichtet, Verteilung des Betons von einer Mischmaschine aus mittels Kraftwagens auf einer Bohlenbahn rund um das Schwimmbecken. Glätten der Betonoberfläche mit Reibbrett und Stahlkelle.

1266. Wiedereinführung der Unfallstatistik der deutschen Straßenbahnen. Von Straßenbahndirektor Siméon, Aachen. Verkehrstechnik 1925, Nr. 39 a, S. 741—743. Die Notwendigkeit der Wiedereinführung der Unfallstatistik durch den Verein deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privateisenbahnen zur Aufklärung über die Unfallgefahr und die Unfallverhütung wird nachgewiesen.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

1267. Die Donauversinkung bei Immendingen, eine Frage des internationalen Wasserrechtes. Von Regsbmstr. a. D. K. Köbler, Karlsruhe. Bauingenieur 1925, Heft 27, S. 787 bis 795 m. 6 Abb. Darlegung der rechtlichen, wasser- und energiewirtschaftlichen Fragen der Donauversinkung zur bevorstehenden Verhandlung des Streites zwischen Baden und Württemberg vor dem Staatsgerichtshof. Die tatsächlichen Grundlagen. Die hydrographischen Beziehungen zwischen Donau und Aach. Die Entstehung des Rechtsstreites zwischen Baden und Württemberg. Die Rechtslage.

1268. Erneuerung des Rechts der Privatanschlüsse. Von Dr. Dr. Böttger, Düsseldorf. Verkehrst. Woche 1925, Heft 40, S. 668—673, Heft 41, S. 683—685. Begriffsbestimmung des Privatgleisanschlusses. Die Rechtsentwicklung. Der Inhalt der Rechtsvorschriften. Mängel der Rechtsvorschriften. Die Erneuerung des Rechtes der Privatgleisanschlüsse.

1269. Die Goldmarkbilanzen deutscher Straßenbahnen und Kleinbahnen. Von Dr. E. Kleinstück, Frankfurt a. M. Verkehrstechnik 1925, Nr. 39, S. 722—726. Die seither bekannt gewordenen Goldbilanzen der deutschen Straßenbahnen und Kleinbahnen werden einer kritischen Durchsicht unterzogen. Im besonderen werden nach allgemeinen Ausführungen an Hand der vorliegenden Umstellungsberichte die einzelnen Anlagewerte, wie Grundstücke, Gebäude, größere technische Anlagen und Einrichtungen und kleinere Anlagewerte, untersucht.

1270. Allgemeines über Selbstkostenerrechnung im Eisenbahnbetrieb. Von Reichsbahnrat Capelle, Frankfurt a. M. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 39, S. 655—657. Verfasser geht auf die Selbstkosten im Eisenbahnbetrieb als Leistungskosten ein und unterscheidet dabei einmal nach der Art ihrer Entstehung in solche, die einerseits unmittelbar während oder infolge der Arbeitsleistung entstehen, anderseits unabhängig von den Leistungen aufkommen; zum anderen unterscheidet er nach der Art ihrer wirtschaftlichen Bedeutung in Kosten für Nutz- und Nebenleistungen.

1271. Soll die Reichsbahn-Gesellschaft eine allgemeine Ermäßigung ihrer Gütertarife vornehmen? Von Regsdir. Dr. K. Giese, Hamburg. Verkehrstechnik 1925, Nr. 40, S. 787—792. Die Wünsche nach einer allgemeinen gleichmäßigen Tarifermäßigung. Die Bedenken dagegen vom Standpunkt der Reichsbahn-Gesellschaft. Die Bedenken vom Standpunkt der deutschen Volkswirtschaft. Der richtige Weg: Individuelle Tarifgestaltung — Einzelbehandlung durch weitere Detarifierungen und weiteren Ausbau der Ausnahmetarife.

1272. Rationelle Baubetriebsführung und menschenwirtschaftliche Organisation. Von Dr.-Ing. E. Bramesfeld, Darmadt. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 38, S. 468—469. Die auf ihren höchsten wirtschaftlichen Wirkungsgrad durchdachte Betriebsführung bezogen auf Betriebe der industriellen Fertigung, Verwaltungskörper, Verkehrsunternehmen, Baustellen u. a. m.

1273. Der Wirkungsgrad im Verkehrswesen. Von Dr.-Ing. E. Schaedle, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 38, S. 701 bis 702. Die Wettbewerbsfähigkeit der Wirtschaft wird wesentlich beeinflußt vom Wirkungsgrad des Güterverkehrs und -umschlags. Amerika kämpft gegen die Verkehrsverschwendung. Gemeinschaftsarbeit der Verkehrszweige zur Steigerung des Wirkungsgrades ist zu fordern.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

1274. Verkehrsstudien in London. Bericht über eine Studienreise nach London. Von Dr.-Ing., Dr. rer. pol. K. Späth. Bauzeitung 1925, Nr. 35, S. 317—320 m. 10 Abb. Die Abwicklung des Straßenverkehrs — Fahrtrichtung, Verkehrsregelung in der Straße, Verkehrsinseln, das Aufstellen von Droschken — Besondere Verkehrseinrichtungen, wie unterirdische Durchgänge, Verkehrs- und Sicherheitsstreifen, öffentliche Tankstellen. Die öffentlichen Verkehrsmittel, Eisenbahn, Untergrund- und Straßenbahn.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1275. Ein Jahr hochwertiger Baustahl St. 48. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Kommerell, Berlin. Bauingenieur 1925, Heft 28/29, S. 811—821 m. 14 Abb. Verfasser gibt das in dem vergangenen Jahr gesammelte statistische Material über die mit dem Baustahl gemachten Erfahrungen bekannt und macht gleichzeitig Vorschläge, die für die Weiterentwicklung des hochwertigen Baustahles notwendig und zweckmäßig erscheinen.

1276. Die Härteprüfung von gehärteten Stählen. Von R. Mailänder, Essen. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 43, S. 1769—1773 m. 5 Abb. Einfluß der Härte der verwendeten Kugeln. Versuche mit Diamantkugeln und mit kaltgehärteten Stahlkugeln. Grenzen für genaue Messungen. Bestätigung des Meyerschen Gesetzes $P = a \cdot d^n$ für gehärtete Stähle.

1277. Erforschung und Prüfung der feuerfesten Baustoffe für die Hüttenindustrie in Deutschland. Von Dr.-Ing. h. c. Schulz, Dortmund. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 43, S. 1777—1781. Schluß v. S. 1739. Widerstandsfähigkeit gegen Temperaturwechsel, Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse; ihre Bewertung und Beziehungen zu den praktischen Ansprüchen. Versuchsofen für Prüfung feuerfester Steine bei der Dortmunder Union. Die Normung der Prüfverfahren und Eigenschaften. Ergebnisse der Untersuchung von Silikasteinen in Form von Häufigkeitsformen.

1278. Zur Kenntnis der Zusammensetzung und Beschaffenheit gebrannter Mauerziegel. Von Prof. Ed. Donath, Brünn. Tonind.-Ztg. 1925, Nr. 86, S. 1204—1205. Veranlaßt durch den Mangel an Angaben über die Zusammensetzung und Beschaffenheit gebrannter Ziegel selbst in ausführlichen keramischen Handbüchern, gibt Verfasser die Ergebnisse seiner an besonders charakteristischen Mauerziegeln durchgeführten Untersuchungen wieder.

1279. Baustoff und Bauform. Von Dipl.-Ing. W. Rein, Berlin-Lichterfelde. Bauingenieur 1925, Heft 28/29, S. 859—862 m. 7 Abb. Verfasser behandelt die Verwendung von Eisen als Brückenbaustoff im Anschluß an das Elbbrückenprojekt Meißen (s. u. Eiserne Brücken).

Baumaschinen und Förderanlagen.

1280. Kabelbagger. Von O. Hamoir. La Technique des Travaux 1925. Nr. 4, S. 160—164 m. 12 Abb. Es wird ein besonderer, an einer Seilbahn betriebener Greifbagger, System „Sauermann", beschrieben, der in der Hauptsache zum Baggern von Sand und Kies Verwendung findet. Mittlere Länge der Seilbahn bis zu 100 m; mittlere stündliche Leistung bis zu 100 m³ bei einem Greiferinhalt von 2 m³.

1281. Fahrbare Transport-Vorrichtungen. Von Obering. A. Kramer, Magdeburg. Glasers Annalen 1925, 49. Jahrg., Heft 8. S. 158—161 m. 12 Abb. Verfasser beschreibt die von der Fa. Mackensen, Magdeburg, konstruierten fahrbaren Bandförderer sowie Becherwerke.

1282. Die Kreuzeckbahn und die Zugspitzbahn, zwei weitere bayerische Bergbahnen. Von Ministerialrat H. Friedrich, München. Bauzeitung 1925, Nr. 39, S. 353—356 m. 1 Abb. Ausführliche Beschreibung beider Bahnprojekte.

Statik und Festigkeitslehre.

1283. Die Berechnung der Winkelstützmauern. Von Dr.-Ing. e. h. Mörsch, Stuttgart. Beton u. Eisen 1925, Heft 20, S. 327—339 m. 42 Abb. Das Coulombsche Prinzip bei einer gewöhnlichen Stützmauer. Das gleitende Erdprisma hinter einer Winkelstützmauer. Nachweis der Standsicherheit der Winkelstützmauern. Verwendung der projektiven Geometrie zur Ermittlung des Erddrucks und des Gleitkeils. Ermittlung des Erddrucks und des Gleitkeils mit Hilfe des Spannungskreises. Versuche zur Bestimmung des Gleitkeils. Die Form des Bruchprismas bei einer einfachen vertikalen Wand.

1284. Über die genaue Biegungsgleichung einer orthotropen Platte in ihrer Anwendung auf kreuzweise bewehrte Betonplatten. Von M. T. Huber, Lemberg (Lwów). Bauingenieur 1925, Heft 30, S. 878—879. Bezugnahme auf die von Dr.-Ing. H. Marcus in seinem Buche „Theorie elastischer Gewebe", Verl. J. Springer, Berlin 1924, abgeleitete Differentialgleichung der Biegungsfläche einer Platte.

1285. Sicherung gegen Bergschäden durch äußere statische Bestimmtheit. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 85, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 22, S. 174 m. 2 Abb. Es handelt sich um die Planung eines auf mehreren Stützen ruhenden Speisewasserkessels im rheinisch-westfälischen Bergschädengebiet; sie ist als äußerlich statisch bestimmtes System, als Zweigelenkbogen mit Zugband, ausgeführt. Ihre Berechnung wird im Vergleich zu anderen, statisch unbestimmten Systemen wiedergegeben.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

1286. Der Wettbewerb um den Entwurf der Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. Von Karl Bernhard, Berlin. Bauingenieur 1925, Heft 28/29, S. 833—838, Heft 30, S. 875—878 m. 16 Abb. Die Wettbewerbsbedingungen, das Wettbewerbsverfahren, die Preisverteilung, Beschreibung der Eisenbauentwürfe.

1287. Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe. Bautechnik 1925, Heft 46, S. 643—648 m. 5 Abb. u. 3 Tab. 1. Teil. Die Vorgeschichte des Wettbewerbes. Die Wettbewerbsbedingungen für die allgemeine Anordnung, für die Gründungstiefe und die Bodenpressung, die Fahrbahnausbildung, die Baustoffe, Leitungen, Verkehrslasten und den Wind; die zulässigen Spannungen; Vorschriften für die Bauausführung. Erörterung des Wettbewerbsergebnisses, im besonderen der einzelnen Entwürfe im Massiv- und Eisenbau.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

1288. Die Brücke bei Martinrive über den Amblève. Von MM. Thiry det Crispin. La Technique des Travaux 1925, Nr. 7, S. 281—287 m. 8 Abb. Beschreibung des gesamten Projektes und dessen Ausführung, einer ∽ 33,00 m langen steinernen Brücke mit drei Öffnungen von je ∽ 16,0 m Spannweite und einem Stich von 1 : 6.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

1289. Umbau der Überführung bei km 69,97 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe. Neuer Überbau in hochwertigem Baustahl St. 48. Von Reichsbahnrat Knittel, Karlsruhe. Bautechnik 1925, Heft 46, S. 648—652 m. 10 Abb. Geschichte und Beschreibung des bisherigen Bauwerks; Umbauentwurf in Flußeisen St. 37; Beschreibung des ausgeführten Entwurfes, dessen Gurte, Streben und Zugpfosten der Hauptträger, die Quer- und Längsträger in St. 48, dessen Druckpfosten der Hauptträger, Wind- und Querverbände, Anschlußwinkel, Futter- und Bindebleche in St. 37 ausgeführt sind.

1290. Die Eisenbahn-Elbbrücke in Meißen. Von Reichsbahnrat Karig. Bauingenieur 1925, Heft 28/29, S. 845—859 m. 46 Abb. Geschichtlicher Rückblick. Die alte Eisenbahnelbbrücke. Die Entwürfe für den neuen Eisenüberbau. Der Ausführungsentwurf. Ausführliche Behandlung der Einzelheiten des eisernen Überbaues.

1291. Vergleich der behördlichen Bauvorschriften für Eisenbahnbrücken aus Flußstahl. Von Dipl.-Ing. A. Pilder, Bukarest. Bautechnik 1925, Heft 46, S. 654—658 m. 6 Abb. Die Unterschiede der zulässigen Beanspruchungen, Knicksicherheiten u. a. m. in den verschiedenen behördlichen Vorschriften führen zu entsprechend verschiedenem Materialaufwand. Verfasser führt zum Beweise seiner Ausführungen einige Berechnungsbeispiele aus, wobei er nur behandelt das in verschiedenen Spannweiten für dieselbe Belastung geforderte Widerstandsmoment und den bei Belastung durch dieselbe Stabkraft erforderlichen Querscnnitt verschieden schlanker Druckstäbe.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1292. Lüftung von Eisenbeton-Getreidesilos. Von A. Merciot. Ciment Armé 1925, Nr. 72, S. 161—163 m. 3 Abb. Beschreibung des deutschen Systems Rank, bei welchem der Silo nicht nur von unten, sondern auch von oben mit frischer Luft versorgt wird.

1293. Der Wasserbehälter des Wasserwerkes Rothenburg o. T. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 42, S. 655—657 m. 7 Abb. Beschreibung des Bauwerkes, seiner Konstruktion und Ausführung, sowie Angaben über Berechnungseinzelheiten der Eisenbetonbehälter.

Gründungsarbeiten usw.

1294. Wasserhaltung der Schleusenbaustelle Kruisschan bei Antwerpen. Von L. Bonnet. La Technique des Travaux 1925, Nr. 6, S. 239—246 m. 9 Abb. Ausführliche Beschreibung der Brunnenverteilung der Grundwassersenkung im Zusammenhang mit dem Bauvorgang beim Bau der neuen Schleuse bei Antwerpen.

1295. Spundbohlen aus Metall. Von A. Bijls. La Technique des Travaux 1925, Nr. 4, S. 135—144 m. 18 Abb. Kurze geschichtliche Entwicklung der eisernen Spundbohlen; Beschreibung der Ransome-Verdlehr- und der Lackawanna-Spundbohlen unter Aufzählung einiger ausgeführter Beispiele.

1296. Über Einrammen von I-Trägern. Von M. Meyer, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 46, S. 652—653 m. 5 Abb. Verfasser hebt den Wert von Trägerbohlwänden anstatt Spundwänden für Baugruben hervor, zeigt an Beispielen aber die Notwendigkeit genauer Untersuchung des Untergrundes vor Ausführung der Tägerrammungen, da beim Antreffen von Hindernissen im Boden erhebliche Abbiegungen eintreten können.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1297. Beitrag zur Geschichte der Pegel. Von Regierungsbaurat G. Jacoby, Wittenberg. Wasserkraft 1925, Nr. 20, S. 332—333. Angaben über die aktenmäßige Bezeichnung „Pegel" seit 1809.

1298. Bezeichnung der Wasserstands- und Abflußzahlen. Mittlg d. bayr. Landesst. f. Gewässerkunde, München. Wasserkraft 1925, Nr. 20, S. 331—332. Grenz- und Mittelwerte der Wasserstände (cm) und Abflußmengen (m³/sec). Bezeichnung der Wasserstände und Abflußmengen nach der Dauer. Wasserstandszonen. Sonstige Zeichen in Untersuchungen über Niederschlag, Abfluß und Verdunstung.

1299. Verbesserter Venturi-Wassermesser. Von Obering. Ralph L. Parshall. Proceedings of the Americ. Soc. of Civ. Eng. September 1925, S. 1340—1349 mit 1 Zeichn., 3 Abbild. und 2 Zahlentafeln. Beschreibung einer verbesserten Bauart eines Venturi-Wassermessers in Holz mit rechteckigem Querschnitt und Ergebnisse der Prüfungen im Laboratorium und in den Arbeitsstellen für Weiten von 0,3 bis 2,4 m mit 5 % Genauigkeitsgrad.

1300. Zulässige Geschwindigkeiten in Wasserleitungskanälen. Von Samuel Fortier und Fred C. Scobey. Proceedings of the Americ. Soc. of Civ. Eng. September 1925, S. 1397—1413 mit 6 Zahlentafeln. Formeln und Erfahrungsworte für die zulässigen Geschwindigkeiten in Wasserleitungskanälen in verschiedenen Bodenarten und für Wasser mit verschiedenen Gefällen, Schlick, Sand und Geschiebe.

1301. Überfälle für Seitenkanäle. Von Julian Hinds, Denver (Colorado). Proceedings of the Americ. Soc. of Civil Eng. September 1925, S. 1350—1396 mit 17 Zeichn., 13 Abbild. und 4 Zahlentafeln. Entwicklung der hydraulischen Theorie und der zweckmäßigen Verhältnisse für seitliche Überfälle von Talsperren mit seitlichen Abführungskanälen. Untersuchungen an einer Versuchsanlage und an der Arrowrocksperre in Idaho.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1302. Über die Entwicklung der deutschen Binnenschiffahrt im 1. Halbjahr 1925. Von Dr. W. Teubert, Potsdam. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 42, S. 691—694 m. 5 Tab. Verfasser macht Angaben über den Binnenwasserstraßenverkehr wichtiger Verkehrspunkte und die Art des Verkehrs, ferner über die Binnenschiffahrtsfrachten und ihre Entwicklung.

1303. Der St.-Lorenz-Wasserweg nach der See. Von Francis C. Shenehon, Minneapolis. Proceedings of the Americ. Soc. of Civil Eng. September 1925, S. 1237 bis 1309 mit 12 Zeichn., 4 Abbild., 4 Zahlentafeln und 6 Beilagentafeln. Technische und wirtschaftliche Untersuchung der Schaffung von Schiffahrtwegen zwischen den 5 großen nordamerikanischen Seen und dem Ozean zunächst für 7,5, später für 9 m Tiefgang durch Stauwerke an den Seeausflüssen und Ausbau der Stromschnellenstrecken des St.-Lorenz-Stromes zur Kraftgewinnung, insbesondere in den Werken am Niagarafall.

1304. Nordamerikanische Seehafentechnik. Von Dr.-Ing. E. Foerster, Hamburg. Werft-Reederei-Hafen 1925, Heft 20, S. 615—623 m. 25 Abb. In der dritten Fortsetzung wird der Hafen von San Francisco hinsichtlich seines Verkehrs, seiner Leistung, Anlage, der Fundamentierung der Piers, deren Einzelheiten und der Förderanlagen beschrieben.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1305. Frostschäden an der gegliederten Talsperre im Rush-Creek in Kalifornien. Von Fred O. Dolson, Riverside, und Walter A. Huber, San Francisco, und J. Y. Jewett. San Diego. Proceedings of the Americ. Soc. of Civ. Eng. September 1925, S. 1310—1332 und 1453—1455 mit 4 Zeichn. und 7 Abbild. Zufrieren der Gewölbe der gegliederten Eisenbeton-Talsperre in 2750 m Seehöhe (Stauinhalt 20 Mill. m³, Länge 200 m, größte Gewölbehöhe 25 m, Spannweite 12 m, die bei Kälte bis — 32 C nach achtjährigem Betriebe zufror, mit Ausnahme der obersten 3 m, die im Winter wasserfrei sind, und des untersten Teiles, der durch Schnee geschützt ist. Endgültiger Schutz nach vergeblichen Dichtungsversuchen durch Ausfüllen der Gewölbe bis 3 m unter der Krone mit Steinschlagbeton 1 : 3 : 3 wie bei einer Schwergewichtsmauer.

1306 Talsperrenmauer für Versuche in Kalifornien. Concrete September 1925, S. 46. Errichtung einer bogenförmigen Talsperrenmauer aus Beton für Versuche bis zum Bruch. Krümmungshalbmesser der Wasserseite 30 m. Einbau von Meßeinrichtungen für Spannungen, Verschiebungen und Temperaturen.

1307. Über die Wahl der Turbinenart für Niederdruckanlagen mit veränderlichem Arbeitsregime. Von Dipl.-Ing. N. Popoff, Stockholm. Wasserkraft 1925, Nr. 19, S. 316 bis 319 m. 5 Abb. Schluß v. S. 301. Anschließend werden Anlagen mit sehr großen Gefälleschwankungen und solche mit Normalgefälle im Zusammenhang mit der Wirkung bzw. Leistung der Kaplan- und Propellerturbinen und deren Rentabilitätsnachweis behandelt.

1308. Zur Wasserbilanz des Kraftwerks Wäggital. Schweiz. Bztg. 1925, Bd. 86, Nr. 17, S. 212—214 m. 4 Abb. Es wird gegen die aufgetretenen Bedenken hinsichtlich der Leistungsfähigkeit des Kraftwerks Stellung genommen, und bei dieser Gelegenheit werden bemerkenswerte Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß wiedergegeben.

1309. Die Elektrisierung des Dnjepr. Von Dipl.-Ing. H. Borm, Braunschweig. Bauingenieur 1925, Heft 30, S. 879—882 m. 1 Abb. Der bisherige Zustand des Dnjeprflusses; Einfluß der „Porogen" (Stromschnellen) auf die bisherige Schiffahrt. Die aussichtsreiche wirtschaftliche Erschließung des Dnjeprgebietes. Beschreibung eines im Auftrag der Sowjetregierung aufgestellten Projektes für den Dnjeprausbau.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

1310. Walzasphaltstraßen. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Klose, Berlin-Tiergarten. Gesundh.-Ingenieur 1925, Heft 41, S. 512—514 m. 9 Abb. Nach einleitender Mitteilung von der Zusammensetzung des Asphaltstraßenmaterials, wie es bei neueren Ausführungen in Berlin zur Verwendung gekommen ist, wird die Ausführung der Walzasphaltstraßen näher beschrieben und die mit ihnen bisher gemachten Erfahrungen besprochen.

1311. Verwendung des Teers zur Straßenoberflächenbehandlung. Von Dr. Hans Lüer, Essen. Gas- und Wasserfach 1925, Heft 41, S. 635—636. Die Ausführungen beziehen sich auf die im besonderen bei der Verwendung des Teers für Oberflächenteerung vom Verfasser gemachten Erfahrungen, denen sich die für die Lieferung von Teer notwendigen Forderungen anschließen.

1312. Die Konstruktion einer Automobilrennbahn. Von P. Grezaud. Génie Civil 1925, Bd. 87, Nr. 13, S. 261—266 m. 14 Abb. Verfasser beschreibt die Konstruktion einer teilweise in Beton ausgeführten Automobilstraße, deren einzelne Profilausbildungen und die Bauausführung.

1313. Zur Unterhaltung wassergebundener Schotterstraßen. Von Oberregierungsbaurat Kluge, Dresden. Verkehrstechnik 1925, Nr. 42, S. 830—831 m. 1 Abb. Verfasser behandelt den Einfluß von schüsselförmigen Schlaglöchern auf die neue Decklage und begründet die Notwendigkeit, eine Unterbauebene herzurichten, auch für wassergebundene Schotterdecklagen.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1314. Wirtschaftliche Ziele des Eisenbahnbetriebes. Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 40, S. 1143—1145. Es werden die einzelnen Etappen des Wagenumlaufes auf die Möglichkeit der Zeitverkürzung hin untersucht.

1315. Betriebswirtschaftliche Vollabrechnung in den Eisenbahnausbesserungswerken. Von Reichsbahnrat Stinner, Berlin. Glasers Annalen 1925, 49. Jahrg., Heft 8, S. 152—157 m. 1 Taf. Schluß v. S. 142. Erfassung der Materialien. Sammlung, Verteilung und Verrechnung der Werkkosten. Die Auftragsberechnung. Buchungen und Bilanzen.

1316. Werkbahnen. Von Studienrat Dipl.-Ing. Liebmann, Frankfurt a. M. Verkehrstechnik 1925, Nr. 42, S. 826—830 m. 14 Abb. Erläuterung des Begriffes „Werkbahn", Kennzeichnung ihrer Eigentümlichkeiten und der mannigfachen Abarten. In folgenden drei Hauptabschnitten: Standbahnen, Hängebahnen, besondere Bahnen und Einrichtungen werden die Besonderheiten der Anlage und die wichtigsten technischen Einzelheiten besprochen.

1317. Eine Bausünde am Lokomotivschuppendach. Von Reichsbahnoberrat Brabandt, Köln. Verkehrst. Woche 1925, Heft 43, S. 725—726 m. 2 Abb. Maßnahmen zur dauernden und gegen Rauchgase und Stürme sicheren Lattenbefestigung.

1318. Kohlenstaubtransportwagen. Von Obering. Ullmann, Breslau. Verkehrst. Woche 1925, Heft 43, S. 726—727 m. 4 Abb. Es wird der von der Linke-Hofmann Lauchhammer A.-G. konstruierte Transportwagen beschrieben.

1319. 2D 1-Heißdampf-Vierzylinder-Verbund-Schnellzuglokomotive der Spanischen Nordbahn. Von Obering. Dipl.-Ing. Wolff, Hannover. Hanomag-Nachrichten 1925, Heft 143 bis 144, S. 145—165 m. 49 Abb. Die neueren Lokomotiven der Spanischen Nordbahn. Berechnungen der Hauptabmessungen. Leistung und Vergleich mit anderen ausgeführten Lokomotiven. Baubeschreibung der Lokomotive.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1320. Beitrag zur Berechnung der Schubspannungen und Bestimmung der Bügel. Von Gauthier. Le Ciment 1925, Nr. 9, S. 341—347 m. 8 Abb. Rechnerische Ermittelung der zur Aufnahme der Schubspannungen erforderlichen Bügel und deren günstigste Verteilung bei einem einfachen Balken auf zwei Stützen.

1321. Hafenkaibauten aus Eisenbeton. Bautechn. Mittlg. d. Fa. H. Butzer, Dortmund 1925, Heft 7/8, S. 41—55 m. 20 Abb. Beschreibung einer Anzahl verschiedener Eisenbetonkaimauerkonstruktionen.

1322. Lastkraftwagenhalle in Aachen. Rippenkuppel mit fertig versetzten Rippen. Fa. Wayß u. Freytag A.-G., Düseldorf. Beton u. Eisen 1925, Heft 20, S. 339—343 m. 9 Abb. Beschreibung der Rippenkuppelkonstruktion der Berechnungsgrundlagen und die beachtenswerte Bauausführung der Halle.

1323. Winterbauten in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Rywosch, Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 85, Konstruktion und Bauausführung Nr. 22, S. 174—175 m. 2 Abb. Verfasser gibt einen amerikanischen Bericht wieder, nach welchem Eisenbetonbauausführungen ohne Rücksicht auf die Jahreszeit stattgefunden haben. Die solchen Ausführungen eigentümlichen Maßnahmen und ihr wirtschaftlicher Wert in bezug auf die Gesamtbaukosten werden kurz mitgeteilt.

1324. Beton-Dränröhren für alkalische und für Torfböden. Concrete August 1925, S. 21—22 mit 2 Abb. Bericht über die Versuche des Dränröhren-Laboratoriums der Universität von Minnesota über die Behandlung von Beton und die Verwendung besonderer Zemente für Dränröhren in alkalischen und in Torfböden. 3000 Proben von 125 Betonsorten seit drei Jahren in natürlichen und künstlichen sulfathaltigen Wässern.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

1325. Neuartige eiserne Dachkonstruktion. Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund. Bauingenieur 1925, Heft 28/29, S. 841—844 m. 8 Abb. Beschreibung des nach den Patenten Baurat Zollinger, Merseburg, durchgebildeten, bisher in Holz hergestellten Zollbaudaches in Eisenkonstruktion. Bemerkenswerte Ausbildung der Regellamelle. Berechnung und Ausführung des eisernen Zollbaudaches.

1326. Die großen Flugzeughallen am Zentral-Flughafen Berlin. Von Obering. Dipl.-Ing. Schäffer, Berlin-Lichtenberg. Bauingenieur 1925, Heft 28/29, S. 839—841 m. 10 Abb. Beschreibung der Eisenkonstruktionen und der Tore der Flugzeughallenbauten.

1327. Der Aufzugturm und die elektrische Turmförderanlage des Westfalenschachtes in Dortmund. Von Obering. Zöllner, Dortmund. Bauingenieur 1925, Heft 28/29, S. 831—833 m. 8 Abb. Die allgemeine Einführung der Turmförderung als Folge der fortschreitenden Verwendung der elektrisch angetriebenen Maschinen. Der beispielsweise beschriebene Turm besitzt ein eisernes Traggerüst.

1328. Rahmenbinder für ein Postscheckamtsgebäude. Von Obering. v. Teng, Hannover. Bautechnik 1921, Heft 46, S. 653—654 m. 5 Abb. Es wird die Berechnung der zur Unterstützung der hölzernen Dachkonstruktion und der über dem Dachgeschoß befindlichen Massivdecke ausgeführten eisernen Rahmenbinder wiedergegeben.

1329. Die Rostgefahr bei Eisenbauwerken. Von Jean Jacquart. Ann. d. P. et Ch. 1925, P. Techn. Nr. 4 Juli-August, S. 5—67 m. 13 Abb. Die Ursache des Auftretens von Rost wird für die verschiedensten Fälle eingehend behandelt; so für Brückenbauten, Rohrleitungen, Schienen, See- und Flußbauten und Kessel; im Anschluß daran wird die jeweilige Verhütung der Rostgefahr erörtert.

1330. Betrachtungen und Erläuterungen zu den neuen Bestimmungen des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt für den Eisenhochbau vom 25. II. 1925. Von Obering. A. Gregor, Berlin, Bauingenieur 1925, Heft 28/29, S. 822—830 m. 15 Abb. u. 3 Tab. Es werden die nach Ansicht des Verfassers in den neuen Bestimmungen noch enthaltenen Unklarheiten erörtert und ihre Beseitigung empfohlen; die Ausführungen beschäftigen sich insbesondere mit den Belastungsannahmen und der zulässigen Spannungserhöhung, mit der Berechnung von Druckstäben, mit den Sondervorschriften für mehrteilige Druckstäbe aus Flußstahl bzw. hochwertigem Baustahl und mit der Berechnung eiserner Träger.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1331. Ein Beitrag zur Frage der Satellit-Städte. Von Verbandsdir. Dr. Schmidt, Essen. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 85, S. 674—676. Nach einleitender Begriffserklärung der Satellitstädte und in diesem Zusammenhange der Trabantenstädte werden die Vorbedingungen für die Anlage von Satellitstädten in Anlehnung an ein Beispiel erörtert.

1332. Großstadtgaragen. Von Dr.-Ing. G. Müller, Berlin-Lankwitz. Dtsch.-Bztg. 1925, Nr. 85, Konstruktion und Bauausführung Nr. 22, S. 169—171 m. 9 Abb. Die Ausführungen bilden die Besprechung des vom Verfasser herausgegebenen Buches, das, ganz allgemein gesagt, die Grundregeln und die notwendien Erfordernisse für Garagenbauten enthält. Im einzelnen reihen sich folgende Abschnitte aneinander: die Garage im Verkehrs- und Städtebild der Großstadt; bauliche Einzeldurchbildung von Großgaragen; ausländische Garagenausführungen und -projekte; deutsche Anlagen; Vorarbeiten zur Lösung der Garagenfrage.

1333. Über die Veränderung des Rheinwassers durch die Düsseldorfer Abwässer. Mittlg. a. d. Hygien. Inst. d. Mediz. Akad. Düsseldorf. Von Dr. Bachmann u. Dr. Fleischer. Gesundh.-Ing. 1925, Heft 43, S. 549—552. Es werden die Ergebnisse bakteriologischer und chemischer Rheinwasseruntersuchungen wiedergegeben.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1334. Die Höchstleistung der Berliner Stadt- und Ringbahn nach der Elektrisierung. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Jänecke, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 40, S. 1135—1140 m. 7 Abb. Es wird die höchste Zugzahl auf der Stadtbahn und auf dem Potsdamer Ringbahnhofe ermittelt. In diesem Zusammenhang werden die, die Zugfolgezeit beeinflussenden Zeitwerte, Einfahrzeit, Aufenthalt des Zuges am Bahnsteig, Räumungszeit und Signalstellzeit, näher besprochen. Es wird schließlich festgestellt, daß die Berliner Stadtbahn nicht hinter den Höchstleistungen anderer Weltstädte zurücksteht.

1335. Studie zu den Betriebskosten und den Tarifen der Kraftwagenbetriebe. Von Regsbmstr. a. d. Przygode, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Heft 42, S. 713—719 m. 2 Tab. Es wird gezeigt, daß heute bei den Kraftwagenbetrieben auch mit neuzeitlichen Fahrzeugen mit wesentlich höheren Betriebskosten gerechnet werden muß, wie vor dem Kriege; bei Neuanlagen im Überlandverkehr bei Omnibussen und 5-t-Lastwagen sowie bei 3-t-Lastwagen ist mit den doppelten Ausgaben zu rechnen.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen — Rechtsfragen — Wirtschaftliches.

1336. Verkehrsorganisation und wirtschaftliche Gesetze. Von Geheimen Rat v. Völker, München. Verkehrst. Woche 1925, Heft 42, S. 698—705. Verfasser behandelt zunächst die für die Entwicklungsgeschichte des modernen Verkehrs maßgebenden wirtschaftlichen Gesetze, deren Wirkung in der Vor- und Nachkriegszeit; im Anschluß daran die Verwaltungs- und die Betriebsorganisation je für den Güter- und Personenverkehr. Zum Schluß wird der Wettbewerb der Eisenbahn mit dem Kraftverkehrsmittel und der Binnenschiffahrt erörtert.

1337. Über die Besteuerung der Wasserkraft. Von Justizrat Dünkelsbühler, München, Wasserkraft 1925, Nr. 20, S. 328—331. Die Art der Besteuerung auf Grund des Erlasses des Reichsbewertungsgesetzes. Der Begriff der rohen Wasserkraft. Das Massennutzungsrecht und dessen Bewertung. Die Bewertung von Wasserkräften nach der jetzigen Rechtslage.

1338. Wirtschaftliches Arbeiten. In der vom Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, herausgegebenen Broschüre sind die bisherigen Arbeitsergebnisse folgender technisch-wissenschaftlicher Körperschaften zusammengestellt: Arbeitsgemeinschaft Technik in der Landwirtschaft. Ausschuß für Wirtschaftliche Fertigung. Deutscher Ausschuß für Technisches Schulwesen. Normenausschuß der Deutschen Industrie. Reichsausschuß für Arbeitszeitermittelung. Zentrale für Unfallverhütung beim Verbande der Deutschen Berufsgenossenschaften. Verein Deutscher Maschinenbau-Anstalten. Verkehrswissenschaftliche Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn. Die Broschüre gibt gleichzeitig einen Überblick über Zusammensetzung, Arbeitsweise und Ziele der genannten Körperschaften, sowie über wichtige Neuerscheinungen auf dem Gebiete neuzeitlicher Betriebswissenschaft.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

1339. Der Beton in der Architektur. Von De Stapelmohr u. A. Pompe. La Technique des Travaux 1925, Nr. 4, S. 123—124 m. 2 Abb. Die Verfasser führen aus, daß eine für den Beton charakteristische Form besteht, und daß das Formgefühl des Architekten bestimmt wird durch die Kenntnis der Betonkonstruktion als solcher. Es wird aber nicht von einem Betonstil gesprochen.

1340. Organisationsformen und Organisationsfragen. R.-B.-Präsident Freiherr v. Eltz-Rübenach, Karlsruhe. Verkehrst. Woche 1925, Heft 42, S. 705—712. Verfasser behandelt die Entwicklungsgeschichte der Verwaltungsform bei den großen Eisenbahnunternehmungen Europas, insbesondere der deutschen und englischen, und geht auf die jetzige Organisation der deutschen Reichsbahn mit ihren kleinen einzelnen Abweichungen in den Ländern näher ein.

1341. Normenblatt-Verzeichnis. Das im Beuth-Verlage G. m. b. H., Berlin SW 19 erschienene, 135 Seiten umfassende Buch enthält in kürzester Form einen Überblick über den Stand der Normungsarbeiten vom Herbst 1925; und zwar der allgemeinen, technischen Grundnormen, auch aus dem Gebiet des Bauwesens, im besonderen des Hochbaues, des Kanalisationswesens, des Straßenbaues, der Straßenbrücken, ferner die Normalbedingungen für die Lieferungen von Eisenbauwerken für den Eisenbau, Untergruppe Eisenhochbau, Eisenbrückenbau, die Normalprofile u. a. m.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1342. Die chemischen und physikalischen Vorgänge bei Rostungen und Korrosionen. Von Prof. Dr.-Ing. e. h. O. Bauer, Berlin-Dahlem, Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 45, S. 704—707 m. 4 Abb. Als eigentliche Schutzmetalle für Eisen kommen nur Magnesium, Mangan und Zink in Frage. In Berührung mit allen anderen Metallen muß das Eisen stärker angegriffen werden. Es werden Betriebsverhältnisse beispielsweise angeführt, bei denen Rostanfressungen aufgetreten, Gründe für die Schuld des Eisens aber nicht aufzuweisen waren; Versuche, die örtlichen Rostwucherungen künstlich nachzuahmen, werden beschrieben und gezeigt, daß die Rosterscheinungen tatsächlich oft in den jeweiligen falschen oder ungünstigen Betriebsverhältnissen begründet sind; entsprechend werden die Mittel zur Verhinderung des Rostangriffs behandelt: Zusätze gewisser Salze und Salzlösungen zum Wasser, Mittel, die den im Wasser gelösten Sauerstoff austreiben oder chemisch binden, Schutzüberzüge auf dem Eisen, die eine unmittelbare Berührung des Eisens mit dem Wasser verhindern und Schutzmittel elektrolytischer Art, die ein Inlösunggehen der Eisenionen verhindern.

1343. Aus dem Anwendungsgebiet des Zweiproben-Kerbschlagversuches. Von Dr.-Ing. M. Moser, Essen. Stahl u. Eisen 1925, 45. Jahrg. Nr. 46 S. 1879—1881 m. 3 Abb. Als Anwendungsbeispiel aus dem Versuchswesen wird zunächst die Frage des Einflusses der Versuchstemperatur aufgenommen und gezeigt, daß der Verlauf der Beziehung zwischen Schlagarbeit und Versuchstemperatur hauptsächlich auf die starke, z. B. die Wirkung der Stahlüberhitzung verwischende Beeinflussung der Arbeitsschnelligkeit zurückzuführen ist. Anschließend wird als Beispiel einer Anwendung im praktischen Prüfwesen die Möglichkeit, ohne Anwendung metallographischer Hilfsmittel den Zustand eines Werkstoffes festzustellen, die Ursachen seiner Schädigung zu erkennen und die Mittel zur Abhilfe zu wählen, vorgeführt.

1344. Die schweißtechnische Versuchsabteilung der Reichsbahn in Wittenberge. Ihre Aufgaben und Einrichtungen. Von Oberregs.-Baurat Bardtke. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 21 S. 443—452 m. 22 Abb. 1. Die Aufgaben der schweißtechnischen Versuchsabteilung: Prüfung der Schweißereibetriebsstoffe, Erprobung der Schweißgeräte und Schweißmaschinen, Prüfung der Schweißverfahren, Auskunfterteilung, Ausbildung der Schweißer. 2. Die Einrichtungen der schweißtechnischen Versuchsabteilung.

1345. Über elektrische Schweißung. Lichtbogenschweißung von Gußeisen. Von Dr.-Ing. H. Neese, Oberhausen im Rheinl. VDI. 1925, Nr. 45, S. 1409—1410 m. 5 Abb. Mittlg. a. d. Fachausschuß f. Schweißtechnik i. VDI. Die Grauguß-Kaltschweißung wird mit der Flußstahlschweißung verglichen. Erklärung der bei der Kaltschweißung auftretenden harten Zone. Warmschweißung ist z. Zt. die beste Schweißung. Arbeitsverfahren, Erfolge, Gefügeeigenschaften.

1346. Über den Wasserzusatz zum Normenmörtel hochwertiger Portlandzemente. Von Dr. Haegemann. Zement 1925, Nr. 45, S. 912—913. Mittlg. a. d. Labor. d. V. Dsch. Portl.-Cem.-Fabr. Es wird Bezug genommen auf die neuen Bestimmungen für Ausführung von Bauten aus Eisenbeton, im besonderen auf die Prüfung von hochwertigen Zementen nach den Normen für Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement. Abschließend werden die Ergebnisse der Versuchsreihen zur Ermittelung des Einflusses der Höhe des Wasserzusatzes auf die Druck- und Zugfestigkeiten der hochwertigen Portlandzemente mitgeteilt.

1347. Beiträge zur Kenntnis schwäbischer Tone. Von A. Gutbier u. W. Brintzinger. A. d. Labor. f. anorg. Chemie d. T. H. Stuttgart. Tonindustrie Ztg. 1925, Nr. 89, S. 1245—1248 m. 9 Tabellen. Proben 9 verschiedener schwäbischer Tone und ihre analytische Untersuchung. Herstellung der Probekörper und die Bestimmung der Feuerfestigkeit, der Porosität und der Säurebeständigkeit; Färbung im Feuereinfluß von Quarz auf den diluvialen Löß von Krummenacker.

1348. Vom Chlortreiben. Von Prof. Dr. H. Kühl u. E. Ulbrich. Zement 1925, Nr. 44, S. 898—902 Schluß. Mittlg. a. d. Zementtechn. Ind. d. T. H. Berlin XV. Nach Abschluß der Versuchsbeschreibung werden die Versuchsergebnisse in übersichtlicher Form zusammengestellt. Danach treiben die chlorcalciumreichen Zemente je nach dem dem Prozentgehalt an Chlorcalcium schon während des Abbindens oder kurz nach erfolgtem Abbinden, bei längerem Lagern in Wasser, in starker Chlorcalciumlösung; sie geben unter bestimmten Bedingungen beim Einlagern in Wasser die Hauptmenge des Chlorcalciums ab. Bei der Einwirkung von Kalkwasser auf Aluminiumchloridlösung entstehen chlorhaltige Niederschläge. Bei der Behandlung gefüllter Tonerde mit Kalkwasser und Chlorcalcium werden bis zu einem bestimmten Grade von Bodenkörpern im Regelfalle Kalk und Chlorcalcium aufgenommen.

Baumaschinen und Förderanlagen.

1349. Werkbahnen. Von Studienrat Dipl.-Ing. Liebmann, Frankfurt a. M. Verkehrstechnik 1925, Nr. 43, S. 844—846 m. 7 Abb., Nr. 44, S. 856—862 m. 15 Abb. Fortsetzung a. Heft 42. Weiterhin wird der Reihe der Förder-Spezialwagen Erwähnung getan; sie werden hinsichtlich ihrer Bauart und Wirkungsweise in vier Hauptgruppen unterschieden: Wagen mit feststehendem Kasten ohne bewegliche Teile, Wagen, bei denen der Kasten zum Zwecke der Entleerung gedreht wird ohne Bewegung einzelner Teile, ferner Wagen mit feststehendem Kasten und beweglichen der Entleerung dienenden Teilen, und schließlich Wagen mit beweglichem Kasten und einzelnen Teilen. Weiterhin behandelt Verfasser die Hängebahnen unter Berücksichtigung der jeweiligen Verwendungsweise und ihres verschiedenen Antriebes, ferner Spezialbahnen und deren Einrichtungen; so Steilstrecken für bodenständige Bahnen, Fuhrwerksbahnen, Hilfseinrichtungen auf Werkbahnhöfen, Einschienenbahnen, Gleislose Förderung.

1350. Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau. Bautechnik 1925, Heft 48, S. 682—684 m. 4 Abb. Schluß a. H. 45. Abschließend wird die Durchführung der Raumbeweglichkeit bei Abraumförderbrücken durch die Dreipunktabstützung gezeigt, wie sie bei der ersten Anlage in Plessa zur Anwendung gekommen ist; in diesem Zusammenhange werden betriebstechnische Angaben unter Berücksichtigung verschiedenen Fördergutes gemacht, der Anwendungsbereich der Förderbrücken als auf die Flöze des mitteldeutschen und Lausitzer Reviers beschränkt erachtet und die Wirtschaftlichkeit des Förderbrückenbetriebes auf Grund der bisherigen Erfahrungen nachgewiesen.

1351. Fördertechnische Einrichtungen im Residenzpostamt im Zentralbriefpostamt und im neuen Paketzustellamt von München. Von Oberregs.-Rat Prof. Dr.-Ing. Schwaighofer, München. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 44, S. 736—740 m. 15 Abb. Schluß. Fortsetzend werden die Konstruktion und der Betrieb der Schaukelförderer für den Transport von Briefsendungen beschrieben; desgleichen die nach dem System Haller von der Fa. Mix & Genest ausgeführten Elektropostanlage für die Verteilung der Briefpost. Weiterhin folgt die Beschreibung einer bemerkenswerten mechanischen Paketverteilungsanlage im neuen Paketzustellamt in München. Verteilung von der Zentralstelle aus durch spiralig gebogene Rutschen. Sortiergestelle für Briefe normalen Ausmaßes und für Langbriefe und die dazu gehörigen Entleerwagen. Im Prinzip können die besprochenen Fördereinrichtungen auch in anderen entsprechenden Betrieben sinngemäß Anwendung finden.

Statik und Festigkeitslehre.

1352. Die Berechnung von Trägern mit unsymmetrischem Querschnitt auf Grund der Theorie der Scherkräfte. Von Dr.-Ing. Rich. Sonntag, Berlin-Friedrichshagen. Zentralblatt d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 44, S. 533—535 m. 13 Abb. Die Theorie der Scherkräfte stützt sich auf die Erscheinung, daß bei unsymmetrischen Profilen infolge stegrechter Belastung nicht nur die zunächst nach Navier zu erwartenden stegrechten Durchbiegungen, sondern auch noch zusätzliche seitliche bezw. gurtrechte Ausbiegungen und desgleichen Stegdurchbiegungen und dementsprechende Spannungen bei nicht mehr gurtrechter Nullinie auftreten. Die Kräfte werden dadurch hervorgerufen, daß sich der durchbiegende Steg die zu seiner Verstärkung angeführten Gurte mitzunehmen sucht, wobei diese axial innmittig beansprucht werden und an der Stegkante eine Spannungserhöhung, an der freien Kante eine Verminderung erfahren, gegebenenfalls bis zum Vorzeichenwechsel. Und zwar weichen gezogene Gurte nach der Seite des Steges, gedrückte nach der entgegengesetzten Seite hin aus.

1353. Beiträge zur praktischen Berechnung ringsum aufgelagerter Platten. Von Prof. Artur Danusso. Il Cemento armato vom September 1925, S. 101—103 m. 1 Zeichn. (Vergl. Zeitschriftenschau 1925.) 9. Beisp. Berechnung einer quadratischen Kassettendecke von 36 Feldern, gleichmäßig belastet, mit vollkommener Einspannung in starren Randträgern auf unnachgiebigen Ecksäulen. 10 Beisp. Desgl. für gleiche Steifigkeit der Randträger mit den Zwischenträgern.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

1354. Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe. Bautechnik 1925, Heft 48, S. 678—681 m. 9 Abb. Fortsetzung a. Heft 47. Es wird in der Fortsetzung als Abschluß in der Besprechung der eisernen Brücken der Entwurf einer Hängebrücke behandelt und dann in die Besprechung der Entwürfe massiver Brücken eingetreten, von denen einige Konstruktionseinzelheiten näher beschrieben bzw. in Abbildungen wiedergegeben sind.

b) Hölzerne Brücken.

— — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — —

e) Eiserne Brücken.

— — —

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1355. Zur Frage der Berechnung von Eisenbetonschornsteinen. Von Dir. O. Jäcker, Chemnitz. Beton u. Eisen 1925, Heft 21, S. 353—358. Zunächst ist die augenblickliche Fassung der Schornsteinnormung als „Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine" abgedruckt. Die einzelnen Abschnitte behandeln den Geltungsbereich, die Bauvorlagen, den Festigkeitsnachweis, die Baustoffe, Prüfungszeugnisse, den Mörtel und die eigentlichen Belastungsgrundlagen und Spannungsermittelungen. Im Anschluß an die Wiedergabe läßt Verfasser seine ergänzenden bzw. ändernden Vorschläge folgen.

Gründungsarbeiten usw.

1356. Zerstörung von Hochbauten durch Erdbeben. Von Regsbaumstr. Briske, Tokyo. Beton u. Eisen 1925, Heft 21, S. 348—351 m. 14 Abb. Bei Besprechung der Frage der Erdbebensicherheit von Bauwerken wird an der Hand von Abbildungen die Unzulänglichkeit der Ziegelbauten, der amerikanischen Eisenhoch- und Eisenbetonbauten gezeigt. Verfasser weist die Annahme ungleichmäßiger Stärke der Erdbebenwellen von sich und führt alle Zerstörungen auf unzureichende Steifigkeit der Bauwerke zurück; die Berücksichtigung der durch die von unten schräg auftretenden Erdstöße, der Zusatzkräfte, die sich zur Schwerkraft verhalten wie Erdbebenbeschleunigung zur Schwerbeschleunigung, ist unerläßlich und führt zu den angeführten Konstruktionen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1357. Die Häufigkeit der Niederschlagstage in Deutschland nach Stufenwerten der Niederschlagsmenge. Von Dr. G. Wussow, Berlin. Dtsch. Wasserw. 1925, Nr. 7, S. 180—184 m. 8 Tab. Tabellarische Zusammenstellung der Niederschlagswerte Süddeutschlands. Oberes und mittleres Maingebiet, Oberrheinische Tiefebene, Oberes Donaugebiet, Schwarzwald, böhmisch-bayrischer Wald, Voralpen. Zusammenfassung der Hauptergebnisse der über ganz Deutschland verteilten 105 Stationen.

1358. Neuere wasserwirtschaftliche Grundsätze und Bauformen der Wasseraufspeicherungen. Von Ob.-Reg.- u. Baurat Prof. Mattern. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 89, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 23, S. 177—180 m. 22 Abb. Schluß a. Nr. 21. Bevor Verfasser in der Fortsetzung auf die Bauformen eingeht, behandelt er die an den Untergrund zu stellenden technisch-geologischen Forderungen, zählt kurz einige Hauptleitsätze für die Lage der Sammelbecken auf, und bespricht dann die einzelnen Bauformen, wobei die alten Standsicherheitsbedingungen mit den neueren Gesichtspunkten, besonders mit den jetzigen Annahmen über Auftrieb und Sohlendruck, sowie über die zulässigen Beanspruchungen verglichen werden. Hinsichtlich der Besprechung der Bauformen verweilt Verfasser besonders bei der aufgelösten Bauweise und bei den Gewölbesperren. Die rechnerische Berücksichtigung der Gewölbewirkung ist zum ersten Male in Deutschland gelegentlich der Erhöhung der Nordhausener Talsperre erfolgt. Die Ausbildung der Staudämme wird abschließend kurz erörtert.

1359. Neuzeitliche Großwassermesser. Von Ing. Lohmann, Charlottenburg. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 10, S. 225—229 m. 10 Abb. Es werden zwei Großwassermesser, die zu den jüngsten Anlagen gehören und die sowohl in bezug auf Abmessungen als auch in bezug auf ihre Konstruktion vereinzelt dastehen, näher beschrieben. Diese zur dauernden Betriebsüberwachung bei großen Rohrleitungen angewendeten Wassermesser beruhen auf dem Prinzip der Druckdifferenzmessung.

1360. Das wasserbauliche Versuchswesen und die wasserbaulichen Versuchsanstalten in Deutschland. Von Oberregs.-Baurat Dr.-Ing. e. h. H. Krey, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 49, S. 691—694. Die geschichtliche Entwicklung des wasserbaulichen Versuchswesens. Stellung der Anstalten nach dem Hauptzweck der Versuchstätigkeit. — Wasserbaulaboratorien als Lehrmittel an den Hochschulen, als rein wissenschaftliche Forschungsinstitute und als allgemeine staatliche Versuchsanstalten. Kosten und Wirtschaftlichkeit der Versuche und Bereitstellung der Geldmittel für die Versuche.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1361. Die Oder als Schiffahrtsstraße und die wichtigsten Pläne zu ihrer Verbesserung. Von Regsbmstr. Sartorius, Berlin. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 5, S. 102—106 m. 2 Abb. u. 1 Lageplan. Die Bedeutung der Oderwasserstraße und die Pläne zu ihrer Verbesserung werden in großen Zügen dargelegt. Die Kanalverbindungen mit der Oder. Die Oder als internationaler Schiffahrtsweg. Wirtschaftsgeschichtliche Betrachtungen. Die Oder-Häfen. Die Leistungsfähigkeit im Zusammenhang mit den Wasserstandsverhältnissen. Das notwendige Staubecken von Ottomachau. Beschreibung des Talsperrenprojektes. Der planmäßige weitere Ausbau des Oderstromes.

1362. Die Kachletstufe der Großschiffahrtsstraße Rhein-Main-Donau. Von Regs.-Baurat K. Hetzel. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 6, S. 129—135 m. 6 Abb. Das Gesamtprojekt der Schiffbarmachung der Donau für die Großschiffahrt auf der 20 km langen Strecke zwischen Vilshofen und Passau, dem „bayrischen Kachlet", wird in großen Zügen beschrieben. Die Kachletstufe besteht aus den drei Hauptbauteilen, Schleusenanlage, Wehranlage und Kraftanlage. Zwei Kammerschleusen von je 230 m Länge und 24 m Breite. Für ihre Ausführung war maßgebend, daß die Schiffahrt während des Wehrbaues nicht unterbrochen werden durfte, und somit ergab sich die Notwendigkeit, eines der beiden Schleusenobertore und den zugehörigen Teil des Schleusenoberkanals so tief zu legen, daß auch vor Herstellung des Staues der Schiffsverkehr durch die Schleuse stattfinden konnte. Diese Forderung hatte erhebliche Gründungs- und im besonderen Sprengarbeiten im Gefolge. Im Bereiche der Schleusenanlage ist ferner die Verlängerung des linken Endfeldes der eisernen Eisenbahnbrücke über die Donau bei Steinbach von 36,0 m auf 74,4 m in 3½ Tagen durchgeführt worden.

1362a. Die Kanalisierung der Weser von Minden bis Bremen. Von Regs.-Baurat Schulemann, Berlin. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 6, S. 140—142 m. 2 Abb. Verfasser beschreibt kurz die bisherigen Wasserstandsverhältnisse auf der Weserstrecke, die eine Großschiffahrt unmöglich machen. Da der Einfluß der Edertalsperre nur geringe Besserung hervorgerufen hat, da es ferner im Quellgebiet der Weser an geeigneten Talräumen mangelt, um die erforderlichen Wassermengen von ∾ 500 Mill. m³ aufzuspeichern, bleibt nur die Kanalisierung der Stromstrecke übrig. Die Herstellung einer voll leistungsfähigen Verbindung der Unterweserhäfen mit dem Rhein-Hannover-Kanal ist notwendig und mit Rücksicht auf die erweiterten Verkehrsbeziehungen der Weser nach Westen bis zum Ruhrgebiet und Rhein, nach Osten bis Hannover von weittragender Bedeutung.

1363. Ein Mißgriff der Reichskanalpolitik. Bemerkungen, Gutachten und Pressestimmen zum Neckarkanalprojekt. Herausgegeben vom Ausschuß zum Schutze des Neckartales und der Alten Brücke zu Heidelberg (Verlag Bensheimer-Mannheim 1925, Preis 1 Mark). Besprochen von Prof. Dr.-Ing. Wentzel, Aachen. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 44, S. 741. In der Besprechung wird besonders hervorgehoben, daß das Neckarkanalprojekt seitens des vorgenannten Ausschusses nicht nur aus Gründen der Erhaltung der Naturschönheiten des Neckartales, sondern in hohem Maße unter Zugrundelegung eingehender, gutachtlicher Berechnungen mit Rücksicht auf die sich dabei ergebende Unrentabilität abgelehnt wird.

1364. Die Frage der Ruhrkohlenbelieferung Bayerns über den im Bau begriffenen Main-Donau-Kanal. Von Wilh. Erlenbach, Ludwigshafen (Rhein). Verkehrstechnik 1925, Nr. 44, S. 862—863 m. 1 Tab. Es werden die Gründe klargelegt, die zu der Annahme berechtigen, daß sich der Bezug von Ruhrkohle auf dem Wasserwege nach Bayern gegenüber dem unmittelbaren Bahnbezug nicht lohnen würde. Verfasser weist auf die mangelnden wirtschaftlichen Voraussetzungen für die Umschlagshäfen mit ihren entsprechenden Anlagen, Anschlußgleisen usw. hin, die in deren ausreichender, gleichmäßiger Beschäftigung während des ganzen Jahres zu suchen sind. Ferner wird die Betriebsfähigkeit des Schleusenkanals gegenüber der Denkschrift des Main-Donau-Stromverbandes auf ein geringeres Maß korrigiert. Es werden zur Rechtfertigung der Annahmen die gegenwärtige Beschäftigungslosigkeit des Aschaffenburg-Leidener Hafens und die erfahrungsgemäß sich ergebenden Frachtzahlen angeführt, die einen nicht unerheblichen Vorteil des direkten Bahnbezuges ergeben.

1365. Die Speicherausnutzung der bayrischen Seen mit Schiffahrtsbetrieb unter besonderer Berücksichtigung des Ammersees. Von Ministerialrat Holler, München. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 6, S 135—140 m. 5 Abb. Verfasser untersucht eingehend den Wert der erhöhten Ausnutzung des Speichervermögens bei Seen, welche stark besiedelt und durch einen geregelten Dampfschiffahrtsbetrieb dem Verkehr weitgehend erschlossen sind, und kommt zu dem Schluß, daß gleichzeitig mit großen Schwierigkeiten und kostspieligen Maßnahmen zur Wahrung bestehender Interessen zu rechnen ist, ferner, daß der erreichbare Gewinn infolge der erheblichen Abweichungen der Wasserführung der einzelnen Jahre vom Durchschnittscharakter und infolge des bisher schon mit den natürlichen Seeschwankungen dargebotenen Nutzens nicht den gehegten Erwartungen entspricht.

1366. Die Duisburg-Ruhrorter Häfen. Von d. Regs.-Bauräten Grochtmann u. Bayer, Duisburg-Ruhrort. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 5, S. 97—102 m. 1 Lageplan. Geschichtliche Entwicklung der die vereinigten staatlichen und städtischen Hafenanlagen im Gemeindebezirk der Stadt Duisburg umfassenden „Duisburg-Ruhrorter Häfen". Die Verkehrsbeziehungen der Häfen. Die Häfen in technischer Beziehung. Ihr Betrieb: Die Betriebsgemeinschaft. Die mit Rücksicht auf den zu erwartenden Verkehr geplanten Erweiterungsbauten.

1366a. Die größte Binnenschleuse Deutschlands. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover. Zement 1925, Nr. 44, S. 902—905 m. 2 Abb. Die im Zuge des Mittellandkanals bei Anderten (Hannover) in Bau befindliche Sparschleuse wird hinsichtlich seiner Hauptabmessungen eingehend beschrieben. Kammerlänge 225 m, Breite 12 m, größte Wassertiefe 18 m, Füllung für eine Durchschleusung 40 000 m³, gesamter Fundamentsaushub über 600 000 m³, die auszuführenden Eisenbetonmassen 250 000 m³, Gesamteisengewicht 6000 t. Teilweise Verwendung von Gußbeton. Auch die Installationsbauten der Baustelle finden Erwähnung. Tagesleistung bei Betrieb eines Gießturmes und zweier Kabelkrane 410 m³ in einer Schicht.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1367. Bekämpfung der Sohlenauskolkung bei Wehren durch Zahnschwellen. Von Prof. Dr.-Ing. Th. Rehbock, Karlsruhe. VdI. 1925, Nr. 44, S. 1382—1386 m. 11 Abb. Die Vernichtung der Energie des Wassers beim Abstürzen über Wehre und beim Durchfluß unter Schützen folgt am besten durch auf dem Wasserstrom liegende Deckwalzen. Da aber die Deckwalzen dem Wasserstrom die Energie nur an der Oberfläche entziehen, werden die Abflußgeschwindigkeiten dicht über der Sohle nicht genügend verringert. Die Zahnschwellen haben die Aufgabe, die Auskolkungen zu mindern oder zu verhindern, indem sie die Sohlengeschwindigkeiten verkleinern.

1368. Das Kraftwerk Amsteg der Schweizerischen Bundesbahnen. Von Dipl.-Ing. H. Studer, Zürich-Amsteg. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 19, S. 229—234, Nr. 20, S. 241—245 m. 25 Abb. Die Staustufe Wasen-Amsteg im Flußlauf der im Gotthardmassiv entspringenden Reuß ist die unterste einer aus drei Staustufen sich zusammensetzenden Gesamt-Gefällstufe; sie dient der Ausnutzung zu einem Bahnkraftwerk. Die Gesamtanlage wird eingehend beschrieben. Bemerkenswert ist, daß das Staubecken durch die Zurückhaltung des feinen Schlämmsandes und Schlicks gleichzeitig als Klärbecken wirkt. Die gröberen Geschiebemassen der Reuß gelangen nicht erst in das Staubecken, sondern werden durch einen Flußumlauftunnel abgeführt. Die Tunnelbauausführung, die Linienführung des Tunnels, sein stark asymmetrisches lichtes Profil, die geologischen Verhältnisse, die Sohlenausbildung mit Rücksicht auf die starke Geschiebeführung der Reuß bei einem Sohlengefälle von 3 % werden ausführlich behandelt. Die Gewölbestaumauer ist als ein über dem Fundament ausschließlich aus Schichtenmauerwerk bestehendes Bauwerk ausgeführt. Krümmungsradius 10,0—17,5 m in Anpassung an die elastische Drucklinie. Höhe der Mauer 32 m, Kronen-Länge ∾ 35,0 m. Der Grundablaß ist außerhalb der Mauer in einem die Uferwand bildenden Felsriegel seitlich eingebaut.

1369. Der Staudamm mit innenliegender massiver Dichtungswand. Von Reg.-Baurat Ziegler, Claustal. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 4, S. 80—84 m. 10 Abb. Nach einer eingangs erfolgten Aufzählung der Vorzüge der Kerndichtung beschreibt Verfasser die Ausführungsarten der Kerndichtung, den starren Kern, gestampften oder geschlämmten und gespülten Kern, sowie deren Ausführungsweise. Im Zusammenhange damit werden ausgeführte Beispiele zur näheren Erläuterung herangezogen und beschrieben.

1370. Die Tunhövdalsperre. Von Obering. K. Baalsrud, Oslo (Norw.). Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 7, S. 169—175 m. 11 Abb. Nach allgemeinen Angaben über die Lage der Sperrstelle, ihre wasserwirtschaftliche Bedeutung und den Zweck des Projektes folgt die Beschreibung der Schwergewichts-Staumauer einschließlich der ihrer Berechnung zugrunde gelegten zulässigen Spannungen. Unterteilung der Mauer mit Rücksicht auf die hohen Temperaturschwankungen in je 12,5 m lange Abschnitte durch senkrechte, im wagerechten Schnitt etwas trapezförmige ineinandergreifende Verzahnungen. Beschreibung der großzügigen Baustelleneinrichtung, der Bauausführung der Mauer und der beim Bau verwendeten Materialien und Mischungen.

1371. Über die Einrichtung der Verbauungsarbeiten im Gebirge. Von Franz Balatroni. Ingegneria vom September 1925, S. 314—317 mit 7 Zeichn. Darlegung der Vorteile richtig geleiteter Ackerbauwirtschaft gegen Weidewirtschaft. Wirkung des Einbaues von Sperren auf die Gleichgewichtslage der Bachsohle. Einfluß der Einmündung eines Seitenbaches.

1372. Das Kraftwerk Mühlhausen a. d. Enz. Von Prof. W. Eberhardt, Stuttgart. Bautechnik 1925, Heft 49, S. 687—691 m. 12 Abb. Verfasser schildert eingangs die Entwicklung des Überlandwerkes des „Gemeindeverbandes Elektrizitätswerk Enzberg" und die bei der Inangriffnahme des obengenannten Projektes aufgetretenen Schwierigkeiten wasserrechtlicher Art. Es handelt sich um die Ausnutzung eines Gefälles von rund 7 m; die einzelnen Anlagen, das Stauwehr mit beweglichen Schützentafeln, die Grundablaßschützen, der Kanaleinlaß, der Oberkanal und der Freispiegelstollen, das Triebwerk selbst, sowie deren Ausführung werden näher beschrieben. Die mittlere Jahresleistung beträgt 900 PS. Drei Zwillingsturbinen mit einer Umdrehungszahl von 250/Min.

1373. Das Heidseewerk. Von Ing. Bütikofer, Zürich. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 8, S. 186—187 m. 4 Abb. Durch Bedingungen bzw. nicht erteilte Konzessionen gebunden, mußte sich die ausführende Gesellschaft mit dem vorhandenen nur mäßig gestauten Heidsee mit 560 000 m³ Wasserinhalt begnügen und sich mit einem künstlichen, dahintergeschalteten Becken mit 250 000 m³ Inhalt behelfen. Bemerkenswert ist bei der Anlage ferner, daß die Wasserfassung aus Heimatschutzgründen nicht direkt in den Grundablaß, sondern etwa 30 m tiefer in den Heidseeabfluß, den Heidbach, verlegt worden ist.

1374. Kraftanlage Sevrig an der Saar. Von Regs.-Baumstr. a. D. Jungk, Trier. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 6, S. 152—156 m. 9 Abb. Geologische Verhältnisse, Neuregelung, Ausbau der Schiffsschleusen, das Kraftwerk mit 3 Propellerturbinen mit senkrechter Achse und Schirmgeneratoren. Vorläufiger Talabschluß an Stelle der später zu errichtenden Großschiffahrtsschleusen durch eine gerade Sperrmauer. Wasserwirtschaftliche Angaben.

1375. Die Wasserkräfte der Erde. Von Ministerialrat van Heys. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 4, S. 85—91, Nr. 5, S. 114—117, Nr. 6, S. 156—159. In der Folge zählt Verfasser die teilweise nach ausgenutzten und ungebundenen Wasserkräften unterschiedenen Gesamtwasserkräfte einzelner Länder auf; und zwar fortsetzend aus Finnland, Estland und Rußland; ferner für Australien in den folgenden Abschnitten: der australische Kontinent, elektrische Kraft in Neu-Südwales mit besonderer Berücksichtigung der Wasserkraft-Entwicklung, die Wasserkräfte in Queensland, in West-Australien, in Tasmania in Neu-Guinea und in Neu-Seeland. Es folgt für Afrika die Behandlung der Wasserkräfte im allgemeinen, für Asien von Niederländisch-Indien, Indien, China, Japan und Sibirien, für Amerika von Canada, von den Vereinigten Staaten und von Britisch-Guinea.

1376. Der Ausbau der Harzwasserkräfte. Von Regs.-Baurat Momber. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 4, S. 74—80 m. 2 Abb. Die Wasserwirtschaftsverhältnisse im Harzgebiet. Die bisherige Ausnutzung der Harzwasserkräfte; die Anlage von Höhenteichen und die von ihnen aus erfolgende Speisung der Triebwassergräben reicht bis in das 18. Jahrhundert zurück. Bisherige Entwürfe für einen Ausbau sehen eine Reihe von Talsperren vor; die Oker-, Ecker- und Bodetalsperre, die Oder- und Bösetalsperre. Speisung des Mittellandkanals aus den Harztalsperren. Der neuere Entwurf für einen Ausbau der Harzwasserkräfte wird eingehend behandelt.

1377. Beitrag zur Untersuchung der Zu- und Abflußvorgänge beim Zusammenarbeiten zweier Talsperren. Von Dipl.-Ing. E. Bachus, Hamburg. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 9, S. 211 m. 2 Abb. Der behandelte Fall des Zusammenarbeitens zweier hintereinander geschalteten Talsperren sieht ein Kraftwerk zwischen beiden vor, dadurch wird erreicht, daß den ganzen Sommer hindurch trotz des erhöhten Mehrverbrauchs gegenüber dem Zufluß der einzelnen Sperren beide Becken ziemlich gefüllt sind. Auch in wasserarmen Zeiten kann trotz des großen Winterbedarfes mit Hilfe jenes Zwischenkraftwerkes der Betrieb in vollem Umfange stets aufrechterhalten werden.

1378. Beitrag zur Theorie der Kreiselpumpen und Flügelradturbinen. Von Dr.-Ing. K. Pantell. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 9, S. 204—209 m. 11 Abb. Die Ausführungen stellen den Auszug einer Dissertation des Verfassers dar; sie behandeln die Aufgabe, die Laufradkanäle so auszubilden, daß die Stromfäden, die auf beiden Seiten der Schaufel verschiedene Energieverteilung aufweisen, zur Erzielung hohen Wirkungsgrades möglichst kurz und geordnet verlaufen, d. h. kongruent zu den Schaufelflächen sind; ihre Projektionen müssen im Achsschnitt allmählich vom Raddeckel zum Kranzprofil übergehen. Im besonderen werden wiedergegeben die Beiträge für die Berechnung der achsialen Flügelradturbinen, ferner die Berechnung, Konstruktion und Versuchsergebnisse eines Kreiselpumpenrades.

1379. Bremsresultate einer Original-Storek-Kaplanturbine. Von Ing. H. Mikyska, Brünn. H. D. I.-Mittlg. 1925, Heft 11, S. 286—289 m. 6 Abb. Es hat sich auf Grund von Versuchen ergeben, daß die Original-Storek-Kaplanturbine für die Wasserkraftanlagen mit sehr veränderlichen Wassermengen und niedrigem Gefälle die wirtschaftliche Ausnutzung gewährleistet. Dies ist nicht nur durch den Wirkungsgrad, sondern auch durch das günstige Verhalten der Turbine bei Rückstau und die Unempfindlichkeit derselben gegen Laub und Brodeis bedingt.

1380. Neuere Turbinen von F. Schichau. Von Obering. H. Korn, Elbing. VDI. 1925, Nr. 45, S. 1397—1402 m. 20 Abb. Mit mäßigen Schnelläufen und Rädergetrieben lassen sich höhere Drehzahlen der Stromerzeuger, billigere Preise und bessere Nutzleistungen, insbesondere unter ¾ der Volleistung, erzielen. Deshalb erscheint diese Ausführung für die ersten Sätze von Niederdruck-Kraftwerken besonders beachtenswert; für die eigentlichen Hochwassersätze tritt an die Stelle der Francis-Schnelläufer der Oberschnelläufer oder die Propellerturbine. Darstellung der Turbinen des Innwerkes und ihrer Regelung.

1381. Die Entwicklung der Wasserturbinen. Von Ing. R. Neeser, Direktor. Bulletin technique de la Suisse Romande. Nr. 3, Jahrg. 1925. Vortrag in der Association suisse des Elektriciens. „Die spezifische Umdrehungszahl", Pelton-Räder, Francis Turbinen werden erörtert.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1382. Beiträge zum Problem der Abdichtung von Druckstollen. Von Ing. A. Feller, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 18, S. 217—220 m. 9 Abb. Für die Möglichkeiten, daß der Druckstollen in hartem, gut geschichtetem Kalk liegt, daß er weite Strecken nichts anderes als bunt gefärbte Mergel mit einzelnen, gebrochenen Sandsteinschichten durchfährt und schließlich, daß er von Felsschichten umgeben ist, die sich beim Vortrieb als völlig dicht und trocken erweisen, nach einiger Zeit jedoch Bewegungen der betreffenden Strecke auftreten, werden die dann erforderlichen Maßnahmen zur Abdichtung behandelt. Die Anwendung von Lehm und Ton als Abdichtungsmittel. Über systematische Abdichtung und Entwässerung.

1383. Der Tanna-Tunnel bei Atami in Japan. Die Atami-Bahn. Von Regsbmstr. Briske, Tokyo. Beton u. Eisen 1925, Heft 47, Nr. 665—668 m. 9 Abb. Schluß v. Heft 44. Weitere Beschreibung des beiderseitigen Stollenvortriebes, bei dessen Fortgang sich mit Rücksicht auf starken Gebirgsdruck, großem Wasserzudrang und Unregelmäßigkeiten im anstehenden Gestein erhebliche Schwierigkeiten und damit bemerkenswerte Maßnahmen zur Durchführung des Tunnels ergaben.

Straßenbau.

1384. Die Unterhaltung der Landstraße und ihre Anpassung an den Kraftwagenverkehr. Von Oberregs.-Baurat Kistenfeger, München. Verkehrstechnik 1925, Nr. 44, S. 853 bis 856. Es werden die Schäden festgestellt, die auf unseren Landstraßen infolge des neuzeitlichen Kraftwagenverkehrs aufgetreten sind, und die Mittel vorgeschlagen, die zur Behebung jener Schäden erforderlich erscheinen; die Vorschläge befassen sich mit der planmäßigen Wahl der Fahrbahnbefestigungsarten, mit der Verwendung des Deckverfahrens und des Flickverfahrens, sowie der Flickwalzung, sie bilden einen Beitrag für die Unterhaltungsmaßnahmen unbefestigter Schotterstraßen, wobei gleichzeitig Bezug genommen wird auf die Ursachen der Straßenschäden.

1385. Die Ausführung von Kleinpflaster auf Landstraßen. Von Präsident W. Euting, Stuttgart. Bautechnik 1925, Heft 47, S. 663—665 m. 6 Abb. Die Ausführungen sollen lediglich eine Anleitung für die Ausführung von Fahrbahndecken aus Kleinpflaster darstellen; im besonderen wird die Ausführung des Unterbaues, des eigentlichen Pflasters und der dazwischen liegenden Pflasterbettung behandelt.

1386. Technik des nordamerikanischen Straßenbaues. Von Prof Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig. Bautechnik 1925, Heft 48, S. 675—678 m. 11 Abb. Es werden zunächst die Landstraßen behandelt, ihre Lage zum Gelände, die Steigungsverhältnisse in den einzelnen Staaten und für die verschiedenen Straßenbefestigungen, die Straßenbreiten unter Berücksichtigung der Verkehrsstärke, die Überhöhung in Krümmungen, Regelform für Kurvenverbreiterung, Sichtbarkeit in Kurven, der Straßenquerschnitt. Bei dem anschließenden Bericht über die Fahrbahndecken beschränkt sich Verfasser auf die Herrichtung der Unterbettung, auf die Bearbeitung der oberen Schicht — im besonderen mit Hilfe der Lakewood Finishing-Maschine, deren Verwendung aus wirtschaftlichen Gründen für Deutschland und überhaupt bei starken Steigungen nicht in Frage kommt. Beschreibung der Handbearbeitung der Deckung nach den Dienstvorschriften von Pennsylvania.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1387. Die Ermittlung des wirtschaftlichen Fahrplanes einer Zugfahrt aus Kohlenverbrauch und Fahrzeit. Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller, T. H. Dresden. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 44, S. 733—735, Nr. 45, S. 748—754 m. 7 Abb. Es wird ein zeichnerisches Verfahren angegeben, aus der Betriebscharakteristik einer Lokomotive das s/V-Diagramm, die Fahrzeit und den Kohlenverbrauch zu ermitteln. Ferner wird die Ermittlung des Kohlenverbrauchs unausgelasteter Züge gezeigt, die im Fahrplan der ausgelasteten fahren. Zum Schluß wird ein Verfahren angegeben, den Fahrplan für eine gegebene Zuglast und Höchstgeschwindigkeit zu finden, bei dem die Zugförderungskosten am geringsten sind.

1388. Die Lokomotivbehandlungsanlagen der Deutschen Reichsbahn. Von Oberregs.-Baurat Reutener. Glasers Annalen 1925, Band 97, Heft 9, S. 165—170 m. 3 Tafeln. Fortsetzung v. S. 136. Es wird die Notwendigkeit nachgewiesen, „Grundzüge für das Entwerfen von Lokomotivbehandlungsanlagen" aufzustellen; und zwar auf Grund der Erfahrung, daß unzureichende und zweckwidrig ausgebildete Anlagen weitgreifende Hemmungen im Betriebsdienst der Bahnhöfe und Strecken hervorrufen, und daß kurzsichtige Sparsamkeit bei einmaligen Ausgaben ebenso wie das Außerachtlassen der besonderen Erfordernisse des Betriebsmaschinendienstes fortlaufende, beträchtliche Mehrausgaben erzeugen. Die ständig fortschreitende Entwicklung der Lokomotiven und die Anforderungen des stetig wachsenden Verkehrs haben außerdem Vermehrung und Vervollkommnung der Anlagen verlangt, in denen die Lokomotiven für den Fahrdienst wiederhergerichtet werden. Es ist daher an der Zeit, neue Richtlinien zu geben, die der gewonnenen Erkenntnis und den vorgeschrittenen Verhältnissen Rechnung tragend, zum Bau von wirtschaftlich arbeitenden Anlagen hinführen.

1389. Das Lokomotivausbesserungswerk Schwerte. Von Reichsbahnrat Köpke, Witten. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 21, S. 429—442 m. 16 Abb. u. 5 Tafeln. Lageplan und allgemeine Anordnung des Werks, die hauptsächlichsten Gebäude, Lokomotivhalle mit Dreherei, Kesselschmiede, Schmiede und Kraftwerk, Gang der Lokomotiven durch das Werk und Arbeitsgang in der Lokomotivhalle und der Kesselschmiede.

1390. Betriebsergebnisse von Lokomotivausbesserungswerken. Von Reichsbahnoberrat Weese, Brandenburg-West. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 21, S. 455—459 m. 4 Abb. Als Beispiel sind die Betriebsergebnisse des Ausbesserungswerkes Magdeburg-Buckau dargestellt und behandelt. Die Leistungen ausgedrückt in Ausbesserungseinheiten; die gelieferten und bezogenen Lokomotivausbesserungseinheiten; der Aufwand an Einheitskraftstunden. Letztere dividiert durch die Ausbesserungseinheiten ergibt den monatlichen Aufwand an Einheitskraftstunden je 1000 Ausbesserungseinheiten. Die Division der Kosten für die ausgegangenen Lokomotiven durch die geleisteten Kilometer ergibt die Kosten je 1000 Ausbesserungskilometern.

1391. Der Holzvorratsbau in Eisenbahnwerken. Von K. Putze, Wittenberge. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 21, S. 452—455 m. 8 Abb. Annahme und Abnahme des Holzes, Stapeln und Lagern, Holztrocknung, Verarbeiten des Holzes unter näherer Erläuterung einiger Arbeitsverfahren. Anstrich nach dem Farbenspritzverfahren oder mit einer Anstrich- oder Grundiermaschine. Bemerkenswert ist, daß die Fertigungszeiten im Durchschnitt um mehr als 50%, z. T. sogar auf ein Drittel der früheren Zeiten herabgesetzt worden sind.

1392. Die Schwarzwaldbahn im internationalen Durchgangsverkehr. Von Dr. A. Kuntzemöller, Triberg. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 44, S. 1243—1245. Die Ausführungen stellen die geschichtliche Entwicklung des Durchgangsverkehrs auf der berühmtesten deutschen Gebirgsbahn dar, schildern die derzeitigen Verhältnisse und lassen einen Ausblick auf die künftige Verkehrsentwicklung offen. Die Elektrisierung der Schwarzwaldbahn wird als nächstes wichtigstes Ziel hervorgehoben.

1393. Verschiebestatistik. Von Dr.-Ing. Remy, Königsberg (Ostpr.). Ztg. f. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 45, S. 1263—1270 m. 3 Abb. u. 7 Tab. Ziele der Verschiebestatistik. Der tägliche Überblick über die reinen Verschiebekosten, Einheitskosten, Kosten auf einen Wagen im Ausgang, Vergleichende Ergebnisse und Beziehungen zwischen Wagenzahl und Kostenziffer. Die tägliche Betriebslage, Ziel der täglichen Betriebsstatistik, Zahl der Zugfahrten, Belastung der Zugfahrten, Zahl der abgestoßenen, abgelaufenen und abgesetzten Wagen, Zahl der Lokomotivdienststunden und Stärke des Rangierpersonals, Leistungen auf die Einheit. Betriebsschwierige Stellen im Bahnhof. Die vergleichende Verschiebestatistik.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1394. Die Verwendung von siliziertem und unsiliziertem Stahl zur Herstellung von nahtlosen Rohren nach dem Schrägwalz- und Pilgerschrittverfahren. Von Betriebsdir. Dr.-Ing. C. Wolff, Mühlheim-Ruhr. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 48, S. 1958—1961 m. 19 Abb. Festigkeitseigenschaften, Schweißbarkeit und Lunkerbildung bei siliziertem und unsiliziertem Stahl. Aus Versuchen hat sich ergeben, daß für die Herstellung nahtloser Rohre nach den genannten Verfahren silizierter, d. h. ruhiger, blasenfreier Stahl zu empfehlen ist.

Baumaschinen und Förderanlagen.

1395. Betonaufbruch durch Druckluftmeißel in Berlin. Von Dr.-Ing. G. Klose, Berlin-Steglitz. Verkehrstechnik 1925, Nr. 46, S. 895—896 m. 4 Abb. Verfasser beschreibt die Verwendung von Preßluftmeißeln zum Betonaufbruch im Straßenbau, bestehend aus Motor, Kompressor und Druckluftmeißeln. Es werden besonders die Vorteile dieses maschinellen Verfahrens hervorgehoben.

Statik und Festigkeitslehre.

1396. Berechnung der Beanspruchung eines Glockenstuhles durch schwingende Glocken. Von Reichsbahnoberrat Wöhrl, Nürnberg. Zentralbl. d. Bauverw. 1925, Nr. 47, S. 569—571 m. 4 Abb. Verfasser untersucht die Größe der Beanspruchung des Glockenstuhles einmal durch die bei schwingenden Glocken beim Durchschwingen wirkende wagerechte Kraft, und andererseits durch die in wagerechter Richtung der Schwingungsebene beim Ausschwingen der Glocke wirkende wagerechte Kraft.

1397. Die Drillungsmomente bei kreuzweise bewehrten Platten. Von Dr.-Ing. H. Leitz, München. Bautechnik 1925, Heft 51, S. 717—719 m. 9 Abb. Verfasser gibt einen Beitrag zur Berechnung der Drillungsmomente im Anschluß an die Anwendung der Elastizitätstheorie isotroper Körper auf Platten, Schalen, Kuppeln usw. und geht über auf die Art der Eisenbewehrung, im besonderen dann, wenn die Eiseneinlagen nicht den Hauptspannungen des angenommenen Spannungszustandes parallel liegen.

1398. Nochmals Kreisplattenfundamente. Von Dr.-Ing. F. Schleicher, Karlsruhe. Beton u. Eisen 1925, Heft 22, S. 367—369. Es handelt sich in der Erwiderung um die Annahme der Bodenpressungen bei Berechnung von Fundamentbalken und -platten sowie von Platten auf nachgiebiger Unterlage und von Kreisplatten. Verfasser wendet sich gegen die Annahme gleichmäßiger Druckverteilung bei Kreisplattenfundamenten.

1399. Die grundlegenden Vorgänge der bildsamen Verformung. Von H. Meyer u. F. Nehl, Hamborn. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 48, S. 1961—1972 m. 31 Abb. Der Druckversuch als Grundlage für die Verformungsvorgänge beim Schmieden, Pressen, Walzen. Gleit- oder Verformungs- und Bruchflächen und die in ihnen wirkenden Schubkräfte. Das ältere und neuere Schrifttum. Die Theorie von den Rutschkegeln und der Verformungsbehinderung durch Endflächenreibung. Die ersten bleibenden Formänderungen bei Druckkörpern mit rechteckigem Längsschnitt untersucht an Flußeisenproben. Einfluß der Reibungskräfte auf die Quetschgrenze verschieden hoher Proben. Eindeutige Bestimmung des Neigungswinkels der von den Endflächenkanten ausgehenden Verformungsflächen. Die Verfahren zur unmittelbaren Beobachtung der Bereiche verschiedenen Verformungsgrades. Die Wirkung der Reibungskräfte und ihr Ausdruck in den Druckkurven bei verschiedenen Probenformen. Verschiedene Neigungswinkel der Endflächenkegel. Punkte, die den Arbeitsbedarf bei der Verformung beeinflussen. Schwache und starke Verformung bei Doppelkegeln. Kraftlinienätzung bei kaltgewalztem Flußeisen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

1400. Der Wettbewerb für die Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. Von Prof. H. Kayser, Darmstadt. Zentralbl. d. Bauverw. 1925, Nr. 47, S. 571—576 m. 14 Abb. Fortsetzg. a. S. 516. Verfasser fährt in der Besprechung der Wettbewerbsentwürfe der massiven Brücken fort.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

1401. Die Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisenbeton für Bahnbrücken. Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart. Beton u. Eisen 1925, Heft 22, S. 361—366 m. 21 Abb. Fortsetzg. a. H. 11. Den wiedergegebenen wirtschaftlichen Vergleichen zwischen Eisenbeton und Walzträgern in Beton ist der 25-t-Lastenzug der Reichsbahn (N) zugrunde gelegt. Die Walzträger nehmen ohne Mitwirkung des Betons die Last auf. Die Berechnung und Zusammenstellung der Kosten für ein Gleis unter Voraussetzung des Gleisabstandes von 3,5 m wird wiedergegeben. Wirtschaftliche Ausgestaltung von Widerlagern durch Verbindung des Überbaues mit beiden Widerlagern bei Annahme verschiedener zulässiger Bodenpressung, Lichtweite und Lichthöhe.

e) Eiserne Brücken.

1402. Die Floridsdorfer Brücke über die Donau in Wien. Von Ministerialrat A. Hafner, Wien. V. D. I. 1925, Nr. 47, S. 1459—1462 m. 9 Abb. Es wird der Umbau der großen eisernen Donaubrücke bei Aufrechterhaltung des gesamten Verkehrs ohne Einbau von Notbrücken beschrieben. Fertigstellung der einen Hälfte der neuen Brücke der ganzen Länge nach dicht neben der alten Brücke. Abtragen der alten Brücke und Aufstellung der anderen Hälfte der neuen an deren Stelle und Verbindung mit der ersten dem Verkehr bereits übergebenen Brückenhälfte.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1403. Die Erzbunkeranlage des Stahlwerks Becker im Krefelder Hafen. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf. Beton u. Eisen 1925, Heft 22, S. 366—367 m. 2 Abb. Es wird ein im Zusammenhang mit der Hochofenanlage sowie mit den zugehörigen Bunker- und Verladeeinrichtungen bemerkenswertes, großzügiges Industriebauwerk beschrieben.

Gründungsarbeiten.

1404. Über Luftdruckgründung mit Eisenbeton-Senkkasten. Von Regs.-Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 51, S. 714—717 m. 9 Abb. Schluß a. Heft 50. Die Herstellung des Senkkastens wird weiter besprochen; anschließend wird der Versenkungsvorgang und die Betriebseinrichtung sowie der Arbeitsvorgang der Pfeilergründung beschrieben.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1405. Modellversuche über Strömungserscheinungen in Buhnenfeldern. Von Ministerialrat Ing. Ehrenberger, Wien. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1925, Heft 47/48, S. 411—414 m. 12 Abb. Veranlassung zu den Versuchen haben mehrfach aufgetretene Zerstörungen an Regulierungsbauwerken — Sohlenschwellen mit beiderseits anschließenden hochwasserfreien Buhnen — bei Hochwasser in einem 200 m breiten, stark geschiebeführenden Wasserlauf, im besonderen die starken Angriffe der flußaufwärtigen Buhnenböschungen in der Nähe der Buhnenköpfe gegeben. Verfasser teilt auszugsweise die Beobachtungsergebnisse mit, die einen Einblick in die Strömungserscheinungen in Buhnenfeldern gewähren. Die Versuche umfassen drei Gruppen; Versuche mit hochwasserfreien Buhnen, mit Sohlschwellen und daran anschließenden hochwasserfreien Buhnen, sowie Versuche mit isolierten Buhnen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1406. Die Rheinregulierung. Von Strombaudirektor Langen, Koblenz. V. D. I. 1925, Nr. 47, S. 1453—1458 m. 8 Abb. Niederschlagsgebiet, Wassermengen und Gefälle sind zahlenmäßig angegeben, die die einzelnen Stromstrecken kennzeichnenden Verhältnisse beschrieben und die Ziele der Regulierung, die ausgeführten Regulierungsmaßnahmen und die Erfolge dargestellt. Die Ausführungen bilden eine Ergänzung zu den in den Rheinlandheften ders. Zeitschr. Nr. 31 u. 32 zusammengefaßten Beiträge.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1407. Kettenwehr, Kettennadelwehr und selbstöffnendes Kettennadelwehr. Von Ing. J. Herz, Bandoeng-Java. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch. V. 1925, Heft 47/48, S. 418—422 m. 10 Abb. Bezugnehmend auf die statische Aufgabe der Stauwerke und im diesbezüglichen Vergleich mit den Brücken weist Verfasser auf den sich dabei ergebenden biegungssteifen Bogen und die biegungsschlaffe Kette hin. In der vorliegenden Studie soll die letztgenannte Konstruktion auf den Wehrbau angewendet und so der Kettenbrücke das Kettenwehr an die Seite gestellt werden.

1408. Talsperrenbau im Auslande. Von Prof. E. Mattern, Berlin. V. D. I. 1925, Nr. 48, S. 1501—1506 m. 14 Abb. Der Stand des Talsperrenbaues im Auslande, im besonderen mit Bezug auf die gegenwärtig lebhaft erörterte Frage der aufgelösten Bauweise, wird dargestellt. Die neuesten Ausführungen dieser Art sowie die Gewölbe- und Schwergewichtmauern werden besprochen. Folgerungen und Richtlinien für die für deutsche Verhältnisse günstigste Bauweise.

1409. Das Wasserkraftwerk Partenstein in Oberösterreich. Von Ing. G. v. Troeltsch, Heidenheim. V. D. I. 1925, Nr. 48, S. 1485—1492 m. 17 Abb. Das zurzeit stärkste Wasserkraftwerk Österreichs befindet sich nördlich der Donau am Abhang des Böhmerwaldes, arbeitet jedoch mit alpinen Werken zusammen, und zwar als Wochenspeicherwerk. Niederschlagsgebiet, Stauweiher, Druckstollen, ein neuartiges Wasserschloß und die Druckrohrleitung werden beschrieben. Die Spiralturbinen mit stehenden Wellen sind in tiefe Schächte eingebaut. Das ausgenutzte Gefälle beträgt 179 m, die Turbinen leisten je 15400 PS.

1410. Über das günstigste Beaufschlagungsverhältnis parallel arbeitender Wasserturbinen. Von Dr.-Ing. H. Kreitner, St. Pölten. Wasserkraft 1925, Nr. 22, S. 364—367 m. 2 Abb. Verfasser gibt ein graphisches Verfahren wieder, das — ausgehend von dem Nachweis, daß beim Zusammenarbeiten zweier gleicher Turbinen die verfügbare Wassermenge dann mit dem besten Gesamtwirkungsgrad ausgenützt wird, wenn die beiden Aggregate stets gleich beaufschlagt sind — das günstigste Beaufschlagungsverhältnis beliebig vieler parallel arbeitender Turbineneinheiten verschiedener Größe und Typen rasch und genau aufzusuchen gestattet.

1411. Das Nomogramm im Projektbureau. Von Dr.-Ing. E. Feifel, München-Freimann. Wasserkraft 1925, Nr. 21, S. 343 bis 349 m. 12 Abb. Verfasser gibt einige Beispiele aus dem Aufgabenkreis der Wasserkraftanlage wieder; des näheren werden erörtert eine Tafel, die die Frage nach der spezifischen Drehzahl einer Einradturbine bei gegebenem Gefälle, vorgeschriebener Leistung und Drehzahl bzw. nach dem erforderlichen Turbinentyp beantwortet, ferner Tafeln, nach denen die Bestimmung der Hauptabmessungen der Turbine, die Bemessung der Wanddicke von Rohren mit innerem Überdruck u. a. m. erfolgt.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

1412. Technik des nordamerikanischen Straßenbaues. Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig. Bautechnik 1925, Nr. 49, S. 694—697, Nr. 50, S. 704—707 m. 16 Abb. Schluß v. H. 49. Die Verwendung von Bituminous-Macadam-Asphaltschotter für Wohnstraßen hat sich bewährt; die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise für Deutschland wird wegen des hohen Asphaltverbrauches von 10 kg/m² in Frage gestellt. Weiterhin werden beschrieben die mit Asphaltbeton gemachten guten Erfahrungen und die bisherige Unzulänglichkeit von Sheet-Asphalt besonders für schweren Lastverkehr hervorgehoben und die mit dieser Bauweise gemachten Fortschritte erörtert. Schließlich geht Verfasser ausführlich auf die Auswahl der Baustoffe ein.

1413. Neuerungen im Landstraßenbau. Von Landesoberbaurat a. D. Geh. Baurat Nessenius, Hannover. Bautechnik 1925, Heft 51, S. 711—714. Verfasser behandelt kurz die Entwicklung der einzelnen Straßenbefestigungen, im besonderen ausgehend vom Kleinpflaster, die für den Kraftwagenverkehr zur Verwendung gelangenden Straßenbefestigungsarten; Teerstraßen, Asphalt- und Betonstraßen. Zum Schluß bespricht Verfasser das Zahlenverhältnis der Kraftfahrzeuge und der Pferdefuhrwerke in Deutschland, ferner die für die Bewertung der verschiedenen Straßenbefestigungen bereits durchgeführten Maßnahmen bzw. Versuchsstraßen und die den einzelnen Befestigungsarten eigene Wirtschaftlichkeit.

1414. Automobilstraßen der Großstadt, ihre Bedeutung und Anlage. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Verkehrstechnik 1925, Nr. 48, S. 937—938. Es wird die Notwendigkeit und die Anlage von Automobilstraßen in der Großstadt und insbesondere ihre zweckmäßigste Befestigungsart behandelt.

1415. Das Kraftfahrliniennetz der Deutschen Reichspost. Von O.-P.-D. Hinz, Berlin-Borsigwalde. Verkehrstechnik 1925, Nr. 48, S. 925—928 m. 4 Abb. Es wird ein Überblick über die Ausdehnung des gegenwärtigen Kraftwagenliniennetzes der Reichspost in Deutschland gegeben. Im Zusammenhang damit werden Fortschritte im Luftpostverkehr kurz erläutert.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1416. Schienenschweißungen bei der Reichsbahndirektion Nürnberg. Von Reichsbahnoberrat Schönberger, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 22, S. 477—484 m. 12 Abb. Beschreibung der im November 1924 erfolgten Ausführung von Stoßschweißungen an freiliegenden Vignolschienen nach dem aluminothermischen, Goldschmidtschen Verfahren in einer lückenlosen Gleislänge von 60 m, 84 m und 108 m. Nach Aufzählung der die Schienen beeinflussenden äußeren Kräfte und nach Beschreibung der im besonderen die Längenänderung der Schienen ermöglichenden Ausdehnungsstöße werden die Versuchsstrecke und die auf und mit ihr gemachten Erfahrungen kurz behandelt. Es folgt der Bericht über die einzelnen, den Einfluß der Weißgluthitze und der chemischen Vorgänge der Thermitschweißung auf die Zusammensetzung und das Gefüge des Schienenstahles nachweisenden Festigkeitsproben, die Zerreißprobe, Kugeldruck-, Ätz-, Biege- und Bruch-, Schlag- und Verschleißproben.

1417. Wirtschaftlichere Gestaltung der Bahnunterhaltung durch Anwendung des Stampfverfahrens. Von Reichsbahnrat Faatz, Ansbach. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 22, S. 484—493 m. 11 Abb. u. 1 Tafel. Verfasser legt zunächst ein wirtschaftliches Verhältnis der Stärke der Bettung zu dem neuen Achs- und Raddruck fest. Nach kurzer Beschreibung der Stampfversuchsstrecke erfolgt die rechnerische Untersuchung der erzeugten Schwellenauflagerdrücke und der Schwellenbeanspruchung, ferner die Ermittelung der Beanspruchung der Bettung bei veränderlicher Bettungsziffer und der Beanspruchung der Bettung und Bettungssohle beim Stampf- und Krampfverfahren bei gleicher Bettungsstärke; die Aufstellung der Beziehung zwischen Bettungshöhe und Bodenbeanspruchung und die Berechnung des erreichbaren Stampfdruckes der Bettungssohle mit Handstampfern. Weiterhin entwickelt Verfasser wirtschaftliche Berechnungen, den Schottermehrverbrauch beim Stampfverfahren, den Mehrverbrauch an Arbeitsaufwand beim Stampfverfahren, den Unterhaltungsaufwand bei beiden Verfahren. Zum Schluß sind einige Versuchsbeobachtungen über das Wandern der Gleise und über die Wasserdurchlässigkeit im Zusammenhang mit der Bettungsfrage wiedergegeben.

1418. Eine Beobachtung am Oberbau auf hölzernen Schwellen mit gußeisernen Stühlen. Von Ing. Ch. Drießen, Utrecht. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 22, S. 493—495 m. 4 Abb. Die angeführten Beobachtungen ergeben die Schlußfolgerungen, daß bei Stuhlschienenoberbau noch mehr als sonst Wert auf eine intensive Tränkung der Schwellen zu legen ist bzw. die Schwellen gegen Verfaulen so viel wie möglich zu schützen sind.

1419. Der Staatsbahngedanke in der russischen Eisenbahnpolitik. Von Dr. M. Steinwand. Archiv f. E. B. 1925 Heft 6, S. 1073—1112 IV. Teil Fortsetzg. v. S. 864. Die volle Herrschaft des Staatsbahngedankens von 1887—1905. Die maßgebenden Gründe für die strikte Durchführung des Staatsbahngedankens in der russischen Eisenbahnpolitik seit 1887. Die Vorarbeiten für die Einführung des Staatsbahnsystems. Die großen Eisenbahnverstaatlichungen. Die finanziellen Ergebnisse der Verstaatlichung. Der unwirtschaftliche Staatsbahnbau.

1420. Fahrtergebnisse der dieselelektrischen Lokomotive in Rußland. Von Professor G. Lomonosoff. Aus dem Russischen übersetzt von Dr.-Ing. E. Urongovius. VDI 1925, Nr. 44, S. 1387—1389. Brennstoffersparnis. Stillsetzen des Motors im Gefälle über 6 v. T. nicht möglich. 15—20 km/h Geschwindigkeit in langen Steigungen. Erwärmung der Elektromotoren bei niedrigen Geschwindigkeiten. Anpaßfähigkeit der Regelung, geringe Einwirkungen auf das Gleis und weitere Vorteile. Auf Grund der verhältnismäßig kurzen Versuchsfahrten kann immerhin gesagt werden, daß man der Diesellokomotive mit elektrischer Übertragung große Beachtung wird schenken müssen. Trotz des hohen Preises ergaben sich gute wirtschaftliche Aussichten.

1421. Parabolsignale mit Außenbeleuchtung im Vergleich mit Lichtsignalen. Von Oberregs-Baurat z. D. Roudolf, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 44, S. 1239—1244 m. 7 Abb. Im Hinblick auf die Bestrebungen, auf dem Gebiete des Sicherungswesens nach amerikanischem Muster Lichtsignale auch bei Tag einzuführen, verweist Verfasser auf die bereits seit 1910 teilweise verwendeten Parabolsignale hin, deren Flügel von außen beleuchtet werden, bei denen das Licht gespannt ist zwischen dem Parabolspiegel in der Lampe und dem parabolisch gekrümmten Signalflügel.

1422. Wege zur Fortbildung im Eisenbahnwesen. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. C. Pirath, Hannover. Verkehrst. Woche 1925, Heft 46, S. 757—760. Allgemeine Vorbedingungen zur erfolgreichen Leitung wirtschaftlicher Unternehmungen. Studium der Geschäfts- und Arbeitsmethoden verschiedener Eisenbahnunternehmungen. Heranbildung leitender Persönlichkeiten für die Reichsbahn-Gesellschaft.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1423. Die Verwendung der Pilzbauweise für die geknickte Dachdecke des Alkoholgebäudes „Kronos" in Eleusis. Von Paul P., Santo Rini, Athen. Beton u. Eisen 1925, Heft 21, S. 345—348 m. 5 Abb. Allgemeine Betrachtungen über die Stützbauweise; Pilzdecke, Plattenbalken, die Decke mit vertieften Feldern werden in wirtschaftlichen Vergleich gebracht. Im besonderen wird die Ausbildung der Stützenköpfe, in diesem Zusammenhange der Ersatz der Verstärkungsplatten durch Verbreiterung der Stützenköpfe besprochen. Es folgt die Erörterung über die Eignung der Pilzbauweise für Dachdecken, und die Beschreibung des Bauwerkes; der Ausführung des letzteren gehen bemerkenswerte Gründungsarbeiten voraus, die die Gleichartigkeit elastischen Verhaltens von eingeschwemmtem Meeres-Baggergut ergeben haben.

1424. Kontrollbalken aus hochwertigem Beton. Von Dr. Dr. e. h. F. Emperger, Wien. Beton u. Eisen 1925, Heft 22, S. 369—370 m. 1 Abb. Die Verwendung hochwertigen Baustoffes kann zu wirtschaftlichen Widersprüchen führen; es ist notwendig, mit Hilfe des hochwertigen Zementes die bisher geläufigen niedrigen Festigkeiten des Betons so zu erhöhen und so verläßlich zu machen, daß für den Beton ein nicht viel größerer Sicherheitsgrad vorgeschrieben zu werden braucht als für das Eisen. Das Eisen, bei welchem nicht die Zugfestigkeit, sondern die Fließgrenze für die Tragfähigkeit maßgebend ist, deren Einhaltung mit geringen Abweichungen sichergestellt ist, sollte den Maßstab für die Behandlung des Betons bilden.

1425. Tafel zum unmittelbaren Ablesen von Eisenbetondeckenplatten (für gleichmäßig verteilte Nutzlasten). Von Dipl.-Ing. A. Lippacher. Dortmund. Beton u. Eisen 1925, Heft 21, S. 358—359 m. 2 Abb. Wiedergabe einer graphischen Tafel, die ein sofortiges Ablesen der Deckenstärke und Berechnung bei beliebigen Stützwerken und gleichmäßig verteilten Nutzlasten ermöglicht.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

1426. Beziehungen zwischen Querschnitt und Widerstandsmoment von eisernen Tragwerken und ihre Nutzanwendung für vergleichende Massenberechnungen. Von Dr.-Ing. E. Thomsen, Lübeck. Bauingenieur 1925, Heft 31, S. 891 bis 895 m. 3 Abb. Es werden Beziehungen zwischen Querschnitt und Widerstandsmoment verschiedener Arten eiserner Träger gesucht, die dann für vergleichende Massenberechnungen zusammengesetzter Eisenkonstruktionen benutzt werden.

1427. Erläuterung zum Normblatt über Knickung. (Önorm-Entwurf B 6203.) Von Dr. Hartmann u. Dr. Bleich. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1925, Nr. 43/44. S. 379—384 m. 6 Abb. Es werden in den folgenden Abschnitten die Gesichtspunkte entwickelt, von denen sich der vom Österr. Ing. u. Arch.-Verein eingesetzte Ausschuß für Knickberechnung bei der Aufstellung des gen. Normenblattes leiten ließ: Anzuwendende Knickformeln. Zusammengesetzte Stäbe; ebensolche mit veränderlicher Breite. Exzentrisch gestützte Stäbe. Knicksicherheit der Druckgurte offener Fachwerksbrücken.

1428. Rostgefahr und Lebensdauer eiserner Spundwände. Von Oberbaurat Kölle, Bremen. Zentralbl. f. Bauverwaltg. 1925, Nr. 45, S. 545—550 m. 17 Abb. Es werden die Ergebnisse, der an einer Anzahl ausgeführter eiserner Spundbohlen angestellten Untersuchungen wiedergegeben, im besonderen wird mitgeteilt, daß eine das Bauwerk gefährdende Veränderung der statischen Verhältnisse, unter denen das Bauwerk berechnet worden ist, nicht vor Ablauf des 80.—120. Jahres, je nach Gunst oder Ungunst der örtlichen Verhältnisse, zu erwarten steht.

Holzbau.

— — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1429. Bebauungsplan der Stadt Wetzlar. Preisentwurf von Prof. Dr.-Ing. E. Giese, Architekt B. d. A. H. Groß, Ing. Havestadt-Contag. Verkehrstechnik 1925, Heft 43, S. 837—843 m. 7 Abb. Es wird der Wettbewerb zur Erlangung eines Bebauungsplanes für Wetzlar an der Hand des mit dem ersten Preis bedachten Entwurfes besprochen. Hierbei werden besonders die vorhandenen und geplanten Verkehrsanlagen erörtert und die erforderlichen Linienänderungen und Erweiterungen der Bahnanlagen beschrieben.

1430. Verkehrsfragen auf der Tagung der Stadtbauräte in Freiburg (Breisgau). Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Althoff, Frankfurt a. O. Verkehrstechnik 1925, Nr. 43, S. 843—844. Bericht über die diesjährige Tagung der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsfragen.

1431. Ein Generalplan für den Stadtkreis Remscheid. Verf. Beigeord. Stadtbaurat L. Lemmer, Ronneburger. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 87, Stadt u. Siedlung Nr. 22, S. 169—174 m. 13 Abb. Der Plan, der das Stadtbild und dessen künftige Aufteilung, die sowohl die Flächenaufteilung und die großen Linien der Verkehrsregelung, wie die der Geländeausnutzung im einzelnen und Höhengestaltung nach den Bestimmungen im Entwurfe der neuen Bauordnung erkennen läßt, wird an der Hand zahlreicher Abbildungen ausführlich beschrieben.

1432. Entwurf des Preußischen Städtebaugesetzes. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. W. Richard, Rotenburg (Hann.) Verkehrstechn. Woche 1925, Nr. 45, S. 745—748. Verfasser bespricht den Städtebaugesetzentwurf. Im besonderen die Aufstellung eines Flächenverteilungsplanes zur Festlegung der dem Wohnungsbau zu entziehenden Nutzgrün-, Kleingartenland-, Spiel- und Sportplatz-, Friedhof-, Park- und Anlagenflächen, sowie der Verkehrs- und Industrieflächen, und zwar durch Ortssatzung. Ferner behandelt er die bei Aufstellung der Bauordnung für die Bauhöhe, Zahl der Geschosse, die Baufluchtlinien und die Benutzungsart maßgebenden Baustufenpläne. Es folgt die Besprechung des Einflusses der Fluchtliniengesetzgebung; im Anschluß finden Erwähnung der Zweck der die Baufreiheit zum Wohle des Ganzen einschränkenden Baulasten und die zur Durchführung der im Entwurf vorgezeichneten Baupolitik den Gemeinden zu erteilenden Befugnisse.

1433. Stadtentwässerung und Abwässerreinigung. Von Dr.-Ing. Imhoff, Essen. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 87, Stadt u. Siedlung Nr. 22, S. 174—175. Die Ausführungen stellen einen Bericht vom Verfasser auf der Tagung der „Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte" in Freiburg 1925 erstatteten Bericht dar. Verfasser bespricht kurz die Entwicklung der Städteentwässerung und der Klärtechnik, die von wirtschaftlichen Überlegungen und gesundheitlichen Rücksichten getragen ist; er gibt Richtlinien für die Wahl des jeweils wirtschaftlichen Reinigungsverfahrens an und geht in diesem Zusammenhange auf die einzelnen Verfahren kurz ein.

1434. Moderne Methoden der Abwässerreinigung in Europa und Amerika. Von Dr. Hans Peter, Zürich. Bulletin technique de la Suisse Romande Nr. 24/25, Jahrg. 24, Nr. 2, Nr. 4. Klärbecken. Emscher, Neustädt, Stuttgart. Klärung gereinigten Wassers. Die Behandlung des Schlammes. Der Faulraum. Die chemische Fällung. Die biologischen Methoden der Brauchwasserreinigung (Rieselfelder, unterbrochene Filterung, die künstlichen biologischen Verfahren), Reinigung in Fischteichen. Das Verfahren Rothe-Degener, der aktivierte Schlamm (Stationen von Houston U.S.A., von Sheffield, England), die Desinfektion der Abwässer werden in ihrer Entwicklung dargestellt. Schließlich wird die Wirtschaftlichkeit der modernen Reinigungsmethoden erörtert.

1435. Sonderberichte von der internationalen New Yorker Städtebautagung April-Mai 1925. Von Geh. Oberbaurat Dr. Ing. Stübben, Münster. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 95, Stadt u. Siedlung Nr. 24, S. 185—189 m. 24 Abb. Fortsetzg. a. Nr. 21. Anschließend werden einige besichtigte New Yorker Wohnsiedelungen besprochen und im Bilde wiedergegeben.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1436. Die Elektrisierung der Wiener Stadtbahn. Verkehrstechnik 1925, Heft 46, S. 885—891 m. 10 Abb. Auf Grund einer Denkschrift von Direktor Spängler, Wien, werden die Notwendigkeit und die erfolgte Durchführung der Elektrisierung der Wiener Stadtbahn behandelt. Sodann werden die Bahnhofsbauten und Gleisanlagen, die Fahrleitungsanlage, die selbsttätige Signalanlage, die Stromlieferungsanlage, der Wagenpark und schließlich die Betriebsabwicklung auf der elektrisierten Wiener Stadtbahn beschrieben.

1437. Organisationsfragen des Straßen- und Kleinbahn-Vereins. Von Regs.-Baurat Wehrspan, Wanne. Verkehrstechnik 1925, Nr. 46, S. 893—894. Die Notwendigkeit, Bedeutung und der Aufgabenkreis der Betriebsleitervereinigungen und ihre Stellung zum Straßen- und Kleinbahnen-Verein wird behandelt.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — —

Bauunfälle.

1438. Statistik der Eisenbahnunfälle und Eisenbahnunglücke. Von Reichsbahnrat Dr. K. Günther, Aschaffenburg. Archiv f. Eisenbahnwesen 1925, Heft 6, S. 1053—1072. Einteilung der Unfälle nach den Unfallarten, ferner der Eisenbahnunglücke in drei Hauptgruppen je nach den unpersönlichen, persönlichen oder unbekannten Ursachen. Vergleich der Eisenbahnunfälle und -unglücke. Allgemeine Leitsätze für die Aufstellung einer international gültigen Statistik zur Ermittelung von Vergleichszahlen.

Arbeiterfragen — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

1439. Das öffentliche Wohl als Wertmesser bei der Entscheidung über konkurrierende Verleihungsanträge. Von Senatspräsidenten Schlegelberger, Berlin. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 5, S. 106—110. Es wird der für die Wahl eines von mehreren gleichzeitig vorliegenden Verleihungsanträgen, die sich einander ausschließen, maßgebende § 61, Abs. 1 des Preußischen Wassergesetzes 1913 unter besonderer Berücksichtigung des Begriffes des „allgemeinen Wohles" untersucht. Im Hinblick auf mangelnde gesetzliche Grundsätze geht Verfasser einer Prüfung der bisher auf diesem Gebiete herausgearbeiteten Praxis nach, und zwar im besonderen auf dem Gebiete der Verleihung von Nutzungsrechten für den Betrieb elektrischer Kraftwerke.

1440. Beleihung von Wasserkraftanlagen. Von Dr. Leo Sternberg, Berlin. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 5, S. 110—114. Die Ausführungen gehen von der Frage der Verpfändungsmöglichkeit von Wasserkraftanlagen aus und zwar, da das Wasserrecht nicht reichsrechtlich geregelt ist, nur auf preußische Verhältnisse eingegangen. Die Eigentumsverhältnisse an den Wasserläufen, die Verleihung des Benutzungsrechtes und der in der Verleihung liegende Vermögenswert als Grundlagen für den Nachweis, daß sich die hypothekarische Haftung bei Grundstücken mit einer auf diesen errichteten Wasserkraftanlage auch auf letztere erstreckte. Abschließend macht Verfasser Vorschläge für die praktische Durchführung der Verpfändung bzw. Beleihung von Wasserkraftanlagen. Es folgt eine Stellungnahme von Senatspräsident a. D. Kisker, Berlin, zu den ersteren Ausführungen.

1441. Zur Frage der hypothekarischen Beleihung von Wasserkräften. Von Wirkl. Geh. Rat Peltzer, Berlin. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 7, S. 175—180. Wasserkraftanlagen können entweder auf Grund des Eigentumsrechtes am Wasserlauf oder auf Grund einer Verleihung ausgebaut werden. Die Verleihung kann entweder als subjektiv-persönliches Recht oder als mit dem Eigentum an einem Grundstück verbundenen subjektiv-dinglichem Recht erteilt werden; nur letzteres kann als Unterlage für eine hypothekarische Beleihung dienen. Die zur Ausnutzung der Verleihung im Wasserlauf errichteten Anlagen haften als wesentliche Bestandteile oder Zubehör des verliehenen Rechtes und haften daher für eine hypothekarische Beleihung mit. Verfasser zeichnet den Weg, der die sich für die Praxis ergebenen Mängel — Ausschluß der lediglich einer Person erteilten Verleihungen von der hypothekarischen Beleihung, Einschränkung der erwünschten Bewegungsfreiheit durch die subjektiv-dingliche Verleihung — aufhebt.

1442. Zur Neuregelung der Zölle für Eisen und Eisenwaren. Von Dr. J. W. Reichert, M. d. R., Berlin. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 46, S. 1882—1887. Schluß v. S. 1850. Die Zölle der Eisen schaffenden Industrie in der Regierungsvorlage. Das Verhalten der einzelnen Parteien im Reichstag. Die „Kleine Zolltarifnovelle" und die „endgültige Neuregelung" des Zolltarifs. Die öffentliche Erörterung der Eisenzölle. Die Wirkung der Zollerhöhungen für die Verarbeitung noch nicht feststellbar. Unvermindertes Anhalten der starken Einfuhr an Großeisenerzeugnissen. Der Frankensturz bringt die Eisenzölle um ihre Wirkung. Die Ermäßigung der Eisenzölle in Handelsverträgen birgt große Gefahren.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

1443. Lehrlingseignungsprüfung bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft: Prüfanweisungen und Werttafeln. Von R. Couvé, Berlin. Industr. Psychotechnik 1925, Heft 10, S. 289—303 m. 18 Abb. Eingangs werden die allgemeinen Gesichtspunkte aufgezählt, nach denen bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft die Lehrlinge aufgenommen werden. Hinsichtlich der psychotechnischen Eignungsprüfung werden dann die den einzelnen Untersuchungen zugrunde gelegten Anforderungen aufgezählt und die Durchführung der Eignungsprüfung nach einer besonders ausgearbeiteten Anweisung — der Intelligenz- und Handgeschicklichkeitsproben und der Sinnestüchtigkeitsproben — eingehend erörtert und die Aufstellung von Werttafeln aus Häufigkeitsstatistik und Integralkurve wiedergegeben.

1444. Die Urteilsbildung bei der psychotechnischen Prüfung. Von H. Kellner, Berlin-Marienfelde. Industr. Psychotechnik 1925, Heft 10, S. 303—315 m. 7 Taf. u. 6 Abb. Arbeitsmenge und -güte als grundlegende Beurteilungsfaktoren für jede Arbeit; für jede Urteilsbildung wird daher eine Ermittlung dieser beiden Faktoren gefordert. Unter Berücksichtigung dieser Tatsache werden die in der Psychotechnik meist verwendeten Auswertungsverfahren durch kombinierte Versuchsdurchführung an den Versuchen zur Feststellung der Augenmaßleistungen einem Vergleich unterzogen. Die Übereinstimmung der Laboratoriumsurteile mit den Augenmaßleistungen unter werkstattmäßigen Bedingungen wird untersucht.

Modernes Martinwerk, Rheinhaufen.

Walzwerkshallen Phönix A. G., Ruhrort.

jeẞigen Ausbau im gewöhnlichen Betrieb auf etwa 35 – 40 000 t gefteigert werden.

Geftüẞt auf einen Stab erfahrener Ingenieure und tüchtiger Facharbeiter ift es der Firma Krupp gelungen, fich auch technifch auf allen Gebieten des Eifenbaues erfolgreich zu betätigen.

Eifenbahnbrücke über den Sanaga (Kamerun).

Zu dem Lieferungsgebiet der Abteilung Eifenbauwerkftätten gehören Eifenbauwerke für den Bergbau, Brückenbau, Hochbau, Tiefbau, Schiffbau und Wafferbau. Die Abbildungen zeigen einige bemerkenswerte Bauwerke, und zwar: Die großen Walzwerkshallen und Kraftzentralen für die Mannesmannröhrenwerke Abt. Schulz-Knaudt in Huckingen, im Gefamtgewicht von etwa 3700 t, die Walzwerkshallen für die Blockftraße der Phönix A. G. in Ruhrort im Gefamtgewicht von etwa 2800 t, das moderne große Martinwerk in

Walzwerkshallen Phönix A. G., Ruhrort.

Walzwerkshallen, Mannesmannröhrenwerke.

Erz- und Eiſen-Verladeanlage, Emden.

Erz-Verladeanlage Rheinhauſen.

Rheinhauſen im Geſamtgewicht von etwa 8000 t, der Kohlenmiſchturm für die Rheiniſchen Stahlwerke, Duisburg - Meiderich, im Gewicht von etwa 800 t, ferner 11 Stück Verladebrücken im Geſamtgewicht von etwa 3000 t, davon 5 Stück von 94 m Länge mit maſchineller Einrichtung der Demag zur Erz- und Kohleverladung in Emden, 4 von 61,5 m Länge zur Eiſenverladung in Emden und 2 von 103 m Länge zur Erzverladung in Rheinhauſen, deren maſchinelle Einrichtung die Firma Tigler, Duisburg-Meiderich, lieferte. Für das Ausland wurden u. a. geliefert: die Werkſtätten Kiaratjondong in Java für das Kolonienminiſterium in Haag, Eiſenbahnbrücke über den Nordarm des Sanagaſtromes im Zuge der Kameruner Mittellandbahn.

Kohlenmiſchturm, Rheiniſche Stahlwerke, Meiderich.

2gleiſige Eiſenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld.

Entwurf: Deutſche Reichsbahn-Geſellſchaft, Reichsbahndirektion Köln.

Statiſche Berechnung und Ausführungszeichnungen:
Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhauſen (Niederrhein) und Geſellſchaft Harkort, Duisburg.

Lieferung: Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhauſen, Niederrhein.
Geſellſchaft Harkort, Duisburg.
Hein, Lehmann & Co. A. G., Düſſeldorf.
C. H. Jucho, Dortmund.

Montage: Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhauſen (Niederrhein) und
Geſellſchaft Harkort, Duisburg.

EISENLACK

von **Ernst Meißner**

Die Eisenindustrie und andere verwandte Industrien sind mehr und mehr zur Anwendung von Eisenlack als Rostschutz übergegangen. Überall da, wo Ölfarbe über Menniganstrich des äußeren Aussehens wegen gespart werden kann, wird Eisenlack angewendet und sollte wegen seiner Güte und seiner Billigkeit angewendet werden. Von seiner Zusammensetzung ist wissenswert, daß Eisenlack ein in Deutschland aus deutschen Rohstoffen hergestelltes Erzeugnis ist, nämlich aus Steinkohlenteer-Destillaten und Steinkohlenteer-Bitumen besteht. Er kann je nach dem Mischungsverhältnis in weicherer oder härterer Konsistenz geliefert werden. Trotzdem stellt er einen vollständig gleichmäßigen Lack dar, der frei ist von Ausscheidungen. Nach der Trocknung bleibt deshalb auch eine gleichförmig glänzende Schicht reinen Steinkohlenteerbitumens zurück. Durch diese Schicht wird der absolute Rostschutz hergestellt. Dieser glatte, glänzende und rostschützende Überzug wird ebenso bei rauhen und porösen Flächen, wie bei glatten erreicht. Bei richtiger Auswahl der Dünnflüssigkeit wird man auch eine vollständige Ausfüllung der porösen Stellen erreichen. Bei Beton- und Zementkörpern kommt ein gewisses Eindringen bzw. Durchdringen des Materials in Frage, das mit Eisenlack unbedingt erreicht wird.

Steinkohlenteer-Bitumen ist, wie bekannt, nicht nur wasserunlöslich und wasserabstoßend, die äußere Elastizität desselben bewirkt auch, daß durch den Anstrich mit Eisenlack eine zusammenhängende rißfreie Oberfläche hergestellt wird, die den Zutritt von Luft verhindert.

Eine besondere Bedeutung hat auch die Widerstandsfähigkeit des Eisenlacks gegen Säuren. Ferner hat sich Eisenlack als Schutz gegen Salzlösungen in langjährigen Erfahrungen bewährt, eine Eigenschaft, welche den Eisenlack zum Anstreichen von Schiffsböden, Akkumulatorwänden usw. bestens geeignet macht.

Seit Jahrzehnten findet der Eisenlack ebenso wie der ähnlich zusammengesetzte Teerfirnis und Schwarzlack der Rütgerswerke zum Anstrich von Fahrgestellen, Brückenbauten, Leitungsmasten, Tanks und Schiffen, wie auch als Tauchlack für Blechkörper, Isolierröhren und andere Materialien der Elektroindustrie mannigfaltigste Verwendung. Da Deutschland unter den heutigen wirtschaftlichen Verhältnissen darauf angewiesen ist, sowohl bei der Beschaffung des Rostschutzmittels zu sparen, als auch Körper zu schützen, die man bisher vernachlässigt hat, stehen der Anwendung von Eisenlack noch weiteste Gebiete offen, die das Interesse der Ingenieure und Kaufleute verdienen.

6. Jahrgang 25. Dezember 1925 Heft 38

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes, des Deutschen Beton-Vereins, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, des Beton- u. Tiefbau-Wirtschaftsverbandes und des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes für Deutschland mit Beiblatt: DIE BAUNORMUNG Mitteilungen des NDI

Herausgegeben von Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster-Dresden, Professor Dr.-Ing. W. Gehler-Dresden, Professor Dr.-Ing. E. Probst-Karlsruhe, Dr.-Ing. W. Petry-Oberkassel, Dipl.-Ing. W. Rein-Berlin

VERLAG VON JULIUS SPRINGER IN BERLIN W 9, LINKSTRASSE 23/24

Bezugsbedingungen, Anzeigenpreise und Inhalt auf Seite 5.

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude. George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel (Siegkreis)
Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Verbandes Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur",
Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7,50 RM. Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 0,80 RM zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Verbandes, des Deutschen Beton-Vereins, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten; 180 RM.
Kleine Anzeigen: 0,18 RM für die einspaltige Millimeter-Zeile.
Bei 13 26 52 maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist
10 20 30 % Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Zahlung hat innerhalb 14 Tagen nach Rechnungs**datum** (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet.

Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.
Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050—53. Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.
Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Grenzzustände des Erddruckes auf Stützmauern

Von

Richard Petersen

ordentlichem Professor an der Technischen Hochschule Danzig

16 Seiten mit 26 Abbildungen. 1925

0,90 RM

(Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur", 6. Jahrgang, 1925, Heft 13)

Erddruck auf Stützmauern

Von

Richard Petersen

ordentlichem Professor an der Technischen Hochschule Danzig

92 Seiten mit 80 Abbildungen 1924

5,40 RM; gebunden 6,30 RM

Hierzu eine Beilage (Bestellkarte auf Einbanddecken) der Verlagsbuchhandlung Julius Springer, Berlin W 9.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9. Verantwortlich für den Anzeigenteil: Albert Ulrich in Berlin-Steglitz. Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW 19.